LISTE DES PARTENAIRES
(à la date de mise sous presse)

Organisateurs

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées www.lcpc.fr
Institut de Recherche en Génie Civil et Mécanique www.ec-nantes.fr/GeM
Ecole Centrale de Nantes www.ec-nantes.fr/GeM
Université de Nantes www.univ-nantes.fr
Pôle de Compétitivité Génie Civil Ouest www.pole-geniecivil-ouest.fr

Sociétés Savantes

Comité Français de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement
Comité Français de Mécanique des Roches
Comité Français de Mécanique des Sols et de Géotechnique

www.geotechnique.org

Partenaires Internationaux

Année Internationale de la Planète Terre de l'U.N.E.S.C.O. www.esfs.org
Agence Universitaire de la Francophonie www.auf.org

Partenaires publics régionaux

Nantes Métropole
Conseil Général de Loire-Atlantique
Région des Pays de la Loire

Partenaires présents sur l'exposition

TERRASOL
ARCELOR MITTAL
KELLER Fondations Spéciales
ITECH
TPGEO
URETEK

EFFETS D'UNE CIRCULATION D'EAU SUR LE COMPORTEMENT PHYSICO-CHIMIQUE D'UN LIMON TRAITÉ À LA CHAUX

EFFECTS OF WATER CIRCULATIONS ON THE PHYSICO-CHEMICAL BEHAVIOR OF A LIME-TREATED SILT

B. LE RUNIGO[1], V. FERBER[1], O. CUISINIER[1], D. DENEELE[1] ,Y.J. CUI[2]
1 Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Division RMS, Nantes, France
2 CERMES, École Nationale des Ponts et Chaussées, Marne-la-Vallée, France

RÉSUMÉ – Cette étude vise à préciser le comportement physico-chimique à long terme d'un limon traité à deux dosages en chaux différents et soumis à une circulation d'eau.

ABSTRACT –This paper aims at specifying, from a physico-chemical point of view, the long term effects of leaching on a silty soil treated at two different lime contents.

1. Introduction

Le traitement à la chaux est une technique largement utilisée dans le domaine des terrassements routiers puisqu'elle permet d'améliorer non seulement la maniabilité des sols argileux humides mais aussi leurs propriétés mécaniques. Toutefois, dans le cas d'ouvrages en sol traités à la chaux soumis à une circulation d'eau à long terme (digues, barrages, berges de canaux, etc.), la durabilité et la stabilité de ces améliorations restent mal connues. En effet, la plupart des travaux réalisés jusqu'à présent a visé à mieux comprendre le comportement des sols traités à la chaux (e.g. Eades et Grim, 1962 ; Diamond et Kinter, 1965 ; Little ,1995) sans prendre en compte les différentes sollicitations auxquelles les ouvrages en terre peuvent être soumis dans leur environnement : contact prolongé à l'eau, cycles d'humidification et séchage, trafic routier, etc.

Deux types de processus physico-chimiques sont initiés suite à l'ajout de chaux dans un sol. Le premier, appelé « modification », a lieu immédiatement après l'ajout de chaux et correspond aux processus d'échanges cationique et de floculation. Le second, appelé « solidification », a lieu à plus long terme et correspond au développement des réactions pouzzolaniques, et donc, à la formation de produits cimentaires. Les améliorations géotechniques apportées par le traitement à la chaux, telles que la diminution de l'indice de plasticité ou l'augmentation de la résistance à la compression simple peuvent être directement reliées à ces processus physico-chimiques. Peu d'études ont été menées afin d'évaluer la durabilité du traitement à la chaux – ou la pérennité de ces améliorations géotechniques et donc des processus physico-chimiques – dans le cas de sols exposés à des circulations d'eau. Une étude de De Bel *et al.* (2005) montre pour un limon traité à la chaux que les circulations d'eau conduisent à une diminution de sa résistance à la compression simple. Toutefois, cette étude ne permet pas de conclure quant à l'origine exacte de la baisse de résistance. En effet, les auteurs l'attribuent soit à l'augmentation de teneur en eau des éprouvettes (i.e. phénomène de saturation) soit à un effet négatif des circulations d'eau sur l'activité pouzzolanique et donc sur les liens de

cimentations formés. Une autre étude réalisée par McCallister (1990) sur trois sols argileux différents suggère que l'ampleur de la baisse de résistance observée est fortement liée à la quantité de chaux ajoutée : plus le dosage en chaux utilisé est fort, plus la baisse de résistance est faible. L'hypothèse proposée par l'auteur pour expliquer ce résultat est que, présents en quantité suffisante, les composés pouzzolaniques sont stables vis-à-vis des circulations d'eau.

Toutefois, le faible nombre d'études dans la littérature sur le comportement des sols traités à la chaux soumis à des circulations d'eau ne permet pas de conclure quant à leur comportement d'un point de vue physico-chimique, et plus précisément, quant à la stabilité des composés cimentaires formés. Dans ce contexte, cette étude vise à déterminer le comportement physico-chimique à long terme d'un limon traité à deux dosages en chaux différents. Les différents objectifs sont: (i) de développer une procédure expérimentale permettant de simuler les circulations d'eau à long terme, (ii) de décrire le comportement physico-chimique d'un sol traité à la chaux et soumis à une lixiviation d'eau, et (iii) d'évaluer l'effet du dosage en chaux sur ce comportement.

2. Procédure expérimentale

2.1. Matériaux – non traités et traités

Le sol testé dans cette étude est un sol limoneux représentant bien les sols pouvant être traités à la chaux en France. Les principaux paramètres d'identification du sol, présentés dans le tableau I, ont été déterminés à partir des normes françaises. L'analyse minéralogique du sol par diffractométrie de rayons X a montré que la fraction argileuse du limon est principalement constituée d'illite et de kaolinite avec une quantité significative de minéraux de smectites et d'illites interstratifiés. L'analyse thermique différentielle de la chaux a montré qu'elle est constituée d'environ 80 % d'oxyde de calcium, de 15 % de portlandite, et de 3 % de calcite.

Tableau I. Principales propriétés géotechniques et physico-chimiques du sol.

Propriétés géotechniques	
Limite de plasticité, w_P (%)	18,7
Limite de liquidité, w_L (%)	30,0
Indice de plasticité, I_P	18,3
Valeur au bleu, V_B (g/100 g)	3,2
Masse volumique des grains, ρ_S ($Mg.m^{-3}$)	2,69
Fraction argileuse, < 2 µm (%)	29,4
Propriétes physico-chimiques	
pH du sol	8,0
Teneur en carbonates (%)	1,30

2.2. Préparation des éprouvettes

Deux dosages en chaux différents ont été choisis. Le premier, 1 % de chaux, correspond à un dosage usuel pour ce type de sol en France. Le second, 3 % de chaux, correspond à un dosage maximal d'un point de vue économique. Les éprouvettes de sol ont été compactées dynamiquement en 10 couches dans des

moules cylindriques de 5 cm de diamètre et de 10 cm de hauteur à l'aide d'une mini dame de compactage similaire à celle utilisée par Sridharan et Sivapullaiah (2005). Les éprouvettes ont été compactées à l'optimum Proctor normal de chacun des matériaux (tableau II). Après compactage, les éprouvettes de sols ont été conservées à température ambiante (20 ± 1°C) et teneur en eau constante pendant une période de 7 ou 25 jours, appelée « cure ».

Tableau II. Paramètres de compactage des éprouvettes.

Type de matériaux	Teneur en eau (%)	Masse volumique sèche ($Mg.m^{-3}$)
Sol non traité	16,0	1,76
Sol traité à 1 % de chaux	21,0	1,64
Sol traité à 3 % de chaux	23,0	1,58

2.3. Dispositif et conditions de percolation

Les circulations d'eau ont été simulées via un dispositif de percolation *per ascensum*. Les éprouvettes sont placées, après la période de cure, dans des cellules similaires à des perméamètres à paroi flexible. Les cellules sont soumises à une charge hydraulique de 80 kPa. Une pression de confinement est aussi appliquée aux cellules de façon à limiter les fuites de bords. De l'eau déminéralisée est utilisée comme lixiviant. Les lixiviats sont récupérés dans des bouteilles de 1 litre au fur et à mesure des percolations. On peut souligner que les conditions de percolations sont volontairement plus sévères que celles observées dans la pratique de façon à accélérer les dégradations éventuelles pouvant avoir lieu à long terme. En effet, dans la réalité, l'infiltration annuelle moyenne d'eau de pluie dans le sol, en France, peut être estimée à 300 $L.m^{-2}$. Avec les conditions de percolations utilisées dans cette étude, celle-ci varie entre 2700 et 15000 $L.m^{-2}$ par an.

2.4. Analyses chimiques

Différents types d'analyses chimiques ont été menées sur les éprouvettes de sols, mais aussi sur les lixiviats collectés, avant, pendant et après percolation. Les analyses chimiques réalisées sur les éprouvettes de sol sont : le suivi du pH, de la teneur en chaux libre (méthode Leduc), et de la teneur en carbonates (NF ISO 10693). Celles effectuées sur les lixiviats sont : le suivi du pH et des concentrations en éléments élémentaires (ICP-AES) tels que le calcium, le silicium et l'aluminium.

3. Effets de la lixiviation sur le comportement physico-chimique des éprouvettes

3.1. Analyses chimiques des lixiviats

Les analyses chimiques présentées dans ce paragraphe correspondent aux résultats obtenus pour des éprouvettes soumises à une cure de 25 jours. Par ailleurs, les tendances observées pour différentes éprouvettes étant identiques pour un dosage en chaux donné, il a été choisi de ne présenter dans cette étude qu'un seul jeu de données par dosage en chaux.

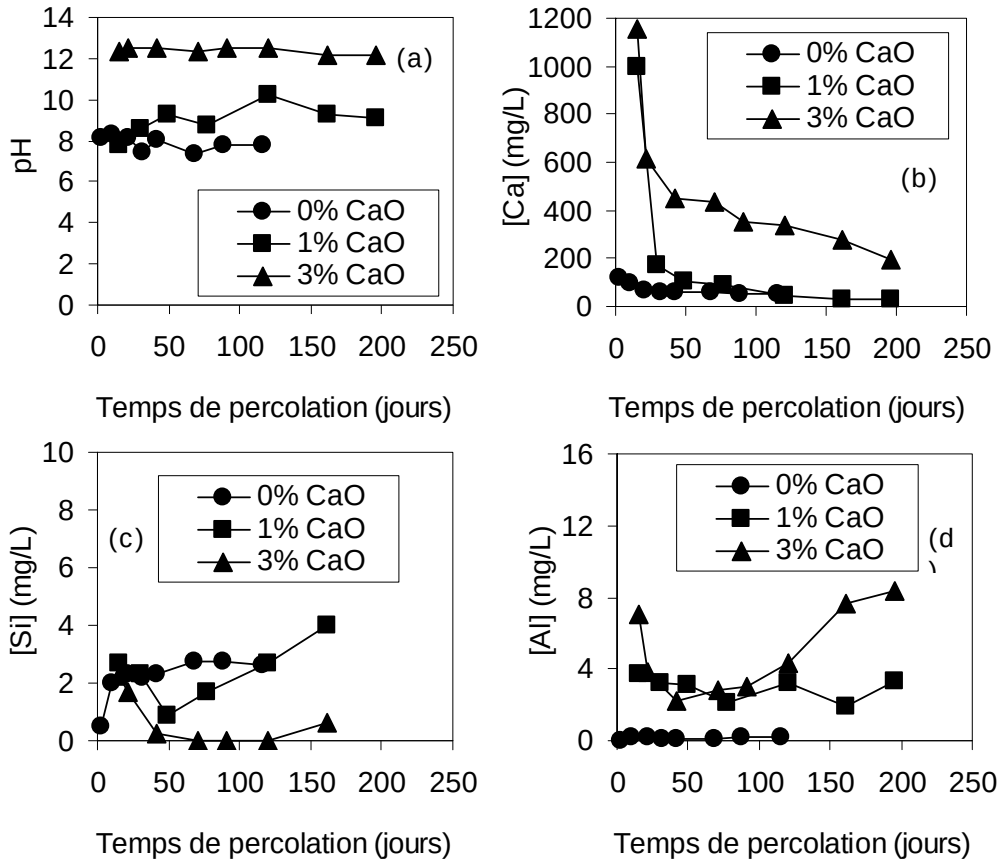


Figure 1. Evolution du pH (a), des concentrations en calcium (b), silicium (c) et aluminium (d) des lixiviats en fonction du temps de percolation (25 jours de cure).

Pour un dosage en chaux donné, le pH des lixiviats peut être considéré comme constant au cours des percolations (figure 1-a). Toutefois, les valeurs de pH dépendent du dosage en chaux. En effet, le pH des lixiviats des éprouvettes non traitées est égal à 8 alors que ceux des lixiviats des éprouvettes traitées à 1 % et 3 % de chaux sont respectivement de 9 et 12. Les concentrations en calcium des lixiviats des éprouvettes diminuent avec le temps de percolation (figure 1-b). Celles des lixiviats des éprouvettes non traitées passent de 120 mg/L au début des percolations à 50 mg/L après 120 jours de percolations. Dans le cas des éprouvettes traitées à 1 % et 3 % de chaux, les concentrations en calcium des lixiviats diminuent respectivement de 1000 mg/L et 1200 mg/L au début des percolations à 30 mg/L et 280 mg/L après 200 jours de percolation. Par ailleurs, on constate que les concentrations en calcium des lixiviats des éprouvettes traitées restent supérieures à celles des éprouvettes non traitées pour un temps de percolation donné (en particulier dans le cas des éprouvettes traités à 3 % de chaux). L'évolution des concentrations en silicium des lixiviats varie au cours des percolations selon le dosage en chaux utilisé (figure 1-c). En effet, les concentrations en silicium des lixiviats des éprouvettes non traitées augmentent jusqu'à 50 jours de percolation pour se maintenir ensuite à environ 2 mg/L. Celles des lixiviats des éprouvettes traitées à 1 % de chaux diminuent au cours des cinquante premier jours de percolation puis augmentent pour atteindre une valeur de 4 mg/L après 160 jours de percolation. Les concentrations en silicium des lixiviats des éprouvettes traitées à 3 % de chaux diminuent jusqu'à 50 jours de percolations, et peuvent être

considérées par la suite comme négligeables. Les concentrations en aluminium des lixiviats sont aussi fonction de la quantité de chaux ajoutée (figure 1-d). Les concentrations en aluminium des lixiviats des éprouvettes non traitées peuvent être considérées comme nulles, alors que celles des éprouvettes traitées à 1 % de chaux stagnent à 3 mg/L au cours des percolations. Les concentrations en aluminium des lixiviats des éprouvettes traitées à 3 % de chaux augmentent avec le temps de percolation pour atteindre une valeur proche de 8 mg/L après 200 jours de percolation. Par ailleurs, on peut noter que les concentrations en aluminium restent pour les éprouvettes traitées supérieures aux concentrations en silicium.

Le tableau III donne l'évolution au cours des percolations du rapport entre la masse cumulée de calcium lixivié et la masse de calcium initialement apportée par la chaux. On constate que la proportion de calcium lixivié des éprouvettes traitées à 3 % de chaux est plus faible que celle des éprouvettes traitées à 1 % de chaux pendant les 50 premiers jours de percolation. Au-delà de 100 jours la tendance s'inverse. Par ailleurs, on remarque que ce rapport reste pour les deux dosages en chaux considérés relativement faible même après 200 jours de percolation : les valeurs atteintes étant respectivement de 7 % et 12 %.

Tableau III. Evolution au cours des percolation de la masse de calcium cumulée lixiviée en fonction de la quantité de chaux initialement ajoutée aux éprouvettes.

Dosage en chaux	Masse cumulée de Ca lixivié / Masse de Ca initiale apportée par la chaux en fonction du temps de percolation (%)				
	25 jours	50 jours	100 jours	150 jours	200 jours
1 % CaO	4	5	6	7	7
3 % CaO	2	5	7	9	12

3.2. Analyses chimiques du sol

La figure 2 donne les teneurs en chaux libre et en carbonates au cours du temps (temps de cure et temps de percolation) des éprouvettes traitées à 1 % et 3 % de chaux.

On constate que leurs teneurs en chaux libre diminuent avec le temps de cure et de percolation. Elles passent ainsi de 0,5 % et 1,6 % après 1 jour de cure à 0,2 % et 1,2 % après 25 jours de cure et enfin à 0,1 % et 0,5 % après 200 jours de percolation pour les éprouvettes traitées respectivement à 1 % et 3 % de chaux.

Les résultats indiquent aussi que la teneur en carbonates des éprouvettes traitées après 1 jour de cure est supérieure à celle du sol non traité : la différence étant d'environ 0,5 % et 1,6% dans le cas des éprouvettes traitées respectivement à 1 % et 3 % de chaux. Par ailleurs, les teneurs en carbonates des éprouvettes traitées à 1 % de chaux restent constantes à 2 % au cours du temps de cure et de percolation. Celles des éprouvettes traitées à 3 % de chaux, restent constantes à 2,9 % au cours du temps de cure, mais diminuent avec le temps de percolation pour atteindre une valeur de 2,2 % après 200 jours de percolation.

Enfin, on peut noter, que l'addition des teneurs en chaux libre et en carbonates après 1 jour de cure pour les éprouvettes traitées correspond, en ôtant la teneur en carbonates initiale du sol, approximativement à la quantité de chaux leur ayant été initialement ajoutée.

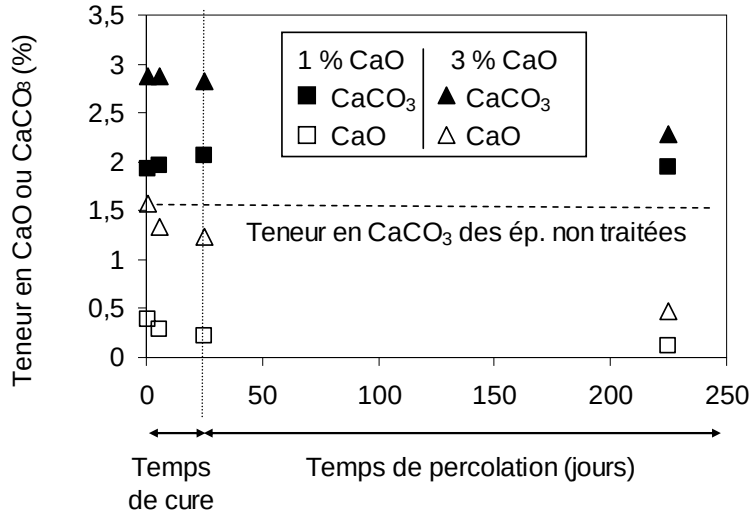


Figure 2. Évolution des teneurs en chaux libre et carbonates pour des éprouvettes de sol traitées à 1 % et 3 % de chaux au cours du temps.

4. Discussion

4.1. Avant percolation

Les différences observées entre les teneurs en carbonates des éprouvettes non traitées et traitées pourraient indiquer, comme le suggère De Bel et al. (2005), qu'une grande proportion de la chaux ajoutée au sol – environ 50 % - est immédiatement précipitée sous forme de carbonates de calcium. Ce phénomène de carbonatation de la chaux peut être causé soit par le dioxyde de carbone de l'air pendant la période de malaxage de la chaux avec le sol, soit par les ions bicarbonates initialement présents dans le sol. Par ailleurs, dans le cas des éprouvettes traitées à la chaux, les baisses de teneurs en chaux libres observées pendant la période de cure combinées à la constance des teneurs en carbonates pourraient être le signe d'une activité pouzzolanique menant à la formation de produits de cimentation tels que des silicates ou aluminates de calcium hydratés - CSH et CAH – (Malhotra et Baskar, 1983).

4.2. Après percolation

Les différences de concentrations en calcium entre les éprouvettes traitées et non traitées (figure 1-b) laissent supposer que le calcium lixivié dans le cas des éprouvettes traitées ne provient pas du sol, mais d'une autre source de calcium. Différentes hypothèses peuvent être émises quant à cette source de calcium :

1. calcium provenant de la décalcification des produits cimentaires formés au cours de la période de cure ;
2. calcium provenant de la dissolution des carbonates (carbonates ayant précipités suite à l'ajout de chaux ou initialement présents dans le sol) ;
3. calcium provenant de la chaux inutilisée (par les réactions de carbonatation et/ou pouzzolaniques).

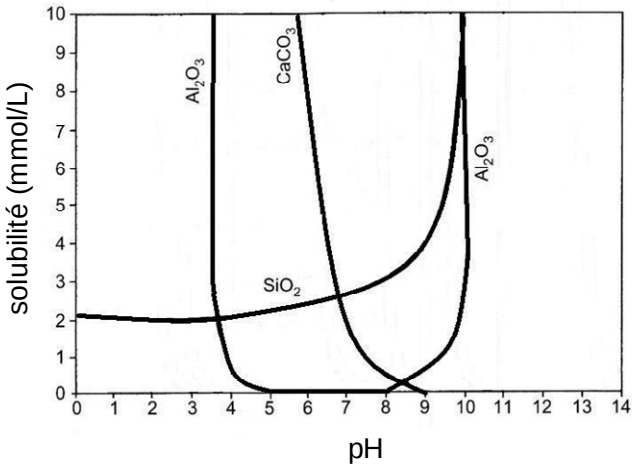


Figure 3. Solubilité de différentes espèces minérales du sol en fonction du pH du sol (d'après Loughnan, 1969).

La figure 3 donne la solubilité de différents minéraux du sol en fonction du pH du sol. On remarque que la silice est très soluble pour des pH supérieurs à 10, alors que pour des pH plus faibles, sa solubilité est moindre. La solubilité de l'alumine est très forte pour des pH inférieurs à 4 et supérieurs à 10. Elle est quasi insoluble pour des pH compris entre 4 et 10. Le pH des lixiviats des éprouvettes non traitées de l'ordre de 8 (figure 1-a), peut ainsi expliquer l'absence d'aluminium et la petite quantité de silicium dans les lixiviats au cours des percolations. Le même type d'observation peut être fait pour les éprouvettes traitées à 1 % de chaux. Les concentrations en silicium et aluminium de leurs lixiviats sont relativement constantes (figure 1-c et d), mais restent supérieures à celles obtenues pour les éprouvettes non traitées. Ce résultat peut être expliqué par le fait que le pH de 9 des lixiviats des éprouvettes traitées à 1 % de chaux (figure 1-a) est légèrement supérieur à celui des éprouvettes non traitées, favorisant ainsi la dissolution de l'alumine et de la silice (figure 3). Dans le cas des éprouvettes traitées à 3 % de chaux, le fort pH de 12 des lixiviats (figure 1-a), devrait favoriser la solubilité de la silice et de d'alumine (figure 3). De grandes quantités de silicium et d'aluminium devraient donc être présentes dans les lixiviats. Toutefois, les résultats obtenus (figure 1-c et d) présentent des concentrations en silicium quasi nulles et des concentrations en aluminium relativement faibles comparées à celles des éprouvettes traitées à 1 % de chaux. Ces résultats suggèrent qu'en dépit des percolations, la silice et l'alumine restent dans le sol. Ce phénomène pourrait être le signe, comme le suggèrent Boardman *et al.* (2001), de la formation de composés cimentaires, tels que des CAH et CSH. Par ailleurs, le fait que les concentrations en aluminium soient plus fortes que celles en silicium pourrait indiquer que les CSH se forment plus facilement que les CAH. La première hypothèse proposée plus haut pour expliquer la source de calcium – « *calcium provenant d'une décalcification des produits cimentaires* » – ne semble donc pas vérifiée. Il existe même, au contraire, des signes d'activité pouzzolanique dans le cas des éprouvettes traitées à 3 % de chaux. L'hypothèse 2 peut aussi être écartée. En effet, les teneurs en carbonates des éprouvettes traitées à 1 % restent constantes (figure 2) et les variations observées pour les éprouvettes traitées à 3 % de chaux restent faibles. Ainsi, l'hypothèse 3 – « *calcium provenant de la chaux non utilisée* » – semble la plus probable. Toutefois, bien que les concentrations en calcium lixivié soient fortes

(figure 1-b), les rapports entre la masse cumulée de calcium lixivié et la masse de calcium provenant de la chaux initialement ajoutée restent faibles (tableau III) : 7 % et 12 % pour les éprouvettes traitées à 1 % et 3 % de chaux. Ce résultat indique que seule une faible quantité de la chaux ajoutée est susceptible d'être lixiviée.

5. Conclusion

Cette étude vise à décrire le comportement physico-chimique d'un limon traité à deux dosages en chaux différents et soumis à une circulation d'eau. Les conclusions suivantes peuvent être faites:

- une grande partie de la chaux ajoutée semble précipiter immédiatement sous forme de carbonates ;
- il existe des signes d'activité pouzzolanique pour les éprouvettes traitées à 1 % et 3 % de chaux pendant la période de cure ;
- il n'y a aucun signe au cours des percolations d'une décalcification des produits cimentaires formés, ce pour les éprouvettes traitées à 1 % et 3 % de chaux ;
- les résultats indiquent, dans le cas des éprouvettes traitées à 3 % de chaux, l'existence d'une activité pouzzolanique pendant les percolations, ce qui n'est pas le cas pour les éprouvettes traitées à 1 % de chaux ;
- la quantité de chaux lixiviée est relativement faible comparé à la quantité de chaux initialement ajoutée (environ 12 % pour les éprouvettes traitées à 3 % de chaux).

Pour conclure, il semblerait, en dépit des conditions sévères appliquées, que la lixiviation ne réduit pas, d'un point de vue physico-chimique, l'efficacité du traitement. Par ailleurs, le traitement à la chaux apparaît d'autant plus efficace que la quantité de chaux ajoutée est importante.

6. Références bibliographiques

Boardman, D.I., Glendinning, S., Rogers, C.D.F. (2001) Development of stabilisation and solidification in lime-clay mixes. *Géotech.*, 50, No. 6: 533-543

De Bel, R., Bollens, Q., Duvigneaud, P.H., Verbruge, J.C. (2005) Influence of curing time, percolation and temperature on the compressive strength of a loam treated with lime. *Int. Symp. TREMTI, paper n°C022*: 10p.

Diamond, S., Kinter, E.B. (1965) Mechanisms of soil-lime stabilization. *High. Res.Re..*, 92: 83-102.

Eades, J.L., Grim, R.E. (1962) Reaction of hydrated lime with pure clays minerals in soil stabilization. High. Res. Board Bul., 262: 51-63.

Loughnan, F.C. (1969). Chemical Weathering of silicate minerals. New York: Elsevier.

Little, D.N. (1995) Stabilization of pavement subgrades and base courses with lime. National Lime Association,

Malhotra, B. R., Baskar, S.K. (1983) Leaching phenomenon in lime soil mix layers. High. Res. Bul., No. 22, New Delhi: 15-25.

McCallister, L.D. (1990) The effects of leaching on lime-treated expansive clays. PhD thesis, University of Texas, Arlington, 417 p.

Sridharan, A., Sivapullaiah, P.V. (2005) Mini compaction test apparatus for fine grained soils. Geotech. Test. J., 28: 240-246.

TECHNIQUE INNOVANTE POUR LE RENFORCEMENT DES FONDATIONS DE PYLONES ELECTRIQUES

AN INOVATIVE SOLUTION FOR THE REINFORCEMENT OF ELECTRICAL PYLON FOUNDATIONS

Bruno MAZARÉ [1], François DEPARDON [2]
1 EGIS Géotechnique, Grenoble, France
2 EGIS Géotechnique, Paris, France

RESUME - A la suite de la tempête de 1999, Réseau de Transport et d'Electricité (RTE) a entrepris le renforcement de ses pylônes soumis à des efforts d'arrachement. L'article décrit une technique innovante en matière de renforcement des fondations superficielles soumises à des efforts d'arrachement, basée sur un renforcement des sols surmontant la semelle de fondation par traitement aux liants hydrauliques.

ABSTRACT - Following damages to the electricity transport network during the 1999 storms, RTE (electric transport network company) undertook a programme to enhance the security of this network. This article describes an innovative solution of reinforcement of shallow or mass foundations subjected to uplift load by reinforcing the soil surrounding the foundation by treating the soil by mixing with hydraulic or cement binders.

1. Introduction

Lors de la tempête de décembre 1999, près de 1000 pylônes électriques des lignes à haute et très haute tension ont été endommagés. Pour faire face à ces événements climatiques exceptionnels et pour accroitre la capacité de son réseau , Réseau de Transport et d'Electricité (RTE) a donc engagé un vaste programme de sécurisation de ses lignes qui s'étale sur 15 ans.

Ce programme consiste à renforcer d'une part les superstructures et d'autre part les infrastructures (fondations). On s'intéressera dans cet article à décrire une solution innovante de renforcement des fondations soumis à un effort d'arrachement, solution imaginée et mise au point par Egis.

Jusqu'à présent le renforcement des fondations de lignes électriques était réalisé de manière quasi systématique par la technique des micropieux.

La solution innovante conçue par Egis concerne les ouvrages de tension supérieure ou égale à 63.000 Volts, et plus généralement l'ensemble des structures dont les fondations superficielles sont soumises à un effort d'arrachement. Elle s'applique actuellement à des fondations existantes présentant un déficit de résistance à l'arrachement (du fait de l'accroissement des sollicitations climatiques) compris entre quelques dizaines à quelques centaines de kilo Newton (20 à 400 kN environ).

2. Description de la solution innovante Egis

Les pylônes électriques de lignes haute tension (quadripode) sont majoritairement fondés sur des semelles superficielles massives, en béton, en forme de gradins, encastrées entre 2 et 3 m de profondeur dans le terrain naturel de bonne compacité.

Figure 1 fondation de pylône excavée

Chaque semelle est calculée pour reprendre l'effort d'arrachement généré par l'effet du vent et/ou du givre sur la ligne aérienne.

Le dimensionnement des semelles de fondation est régie par des règles de calcul propres à RTE (Recueil des solutions types – méthode EPRI)

L'effort d'arrachement sollicitant chaque semelle est repris d'une part par le poids mort surmontant le débord de la semelle de fondation et d'autre part par la résistance au cisaillement du sol sus-jacent à la semelle (plan de cisaillement vertical passant par l'arête extérieur de la semelle de fondation – plan BF de la figure 1 ci dessous).

Certaines semelles sont conçues dans les sols cohérents avec un redans en partie inférieure afin de mobiliser un effort de cisaillement majoré ; le plan de cisaillement se localisant alors dans le terrain en place et non dans le terrain remanié par l'excavation liée à la réalisation de la semelle.

Le procédé innovant proposé par Egis consiste à renforcer la résistance à l'arrachement du massif de fondation existant en traitant le sol en place aux liants hydrauliques sur une épaisseur de l'ordre du mètre au dessus de la semelle de fondation. Ce système permet de créer une "dalle" débordante réalisée à l'aide des matériaux de la fouille traités.

De par ses dimensions, cette dalle permet d'augmenter le poids mort stabilisateur coiffant la fondation. Elle permet également de mobiliser un effort de frottement latéral supplémentaire sol – dalle en périphérie de ce renforcement du fait de l'augmentation du périmètre de la fondation.

Pour peu que la dalle de sol traité soit suffisamment résistante, le volume de sol stabilisateur mobilisé pour reprendre l'effort d'arrachement passe de BFF'B' à BCAGG'A'B' (voir figure 2). Cela s'avère largement suffisant pour améliorer la résistance à l'arrachement de quelques dizaines à quelques centaines de kilo Newton.

Le procédé a fait l'objet d'un dépôt de brevets nationaux et internationaux.

Egis travaille également sur trois autres concepts de renforcement adaptés à des configurations de fondations particulières (faible entraxe entre appuis, massif de fondation coulé sous nappe). Ceux ci ne sont pas développés dans cet article.

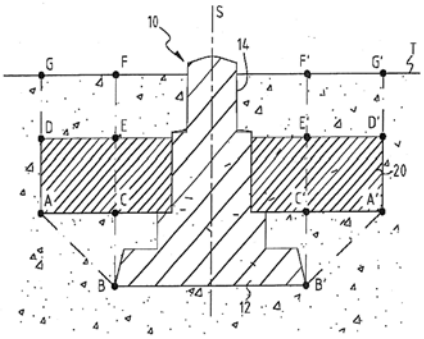


Figure 2 Schéma de semelle renforcée par une dalle débordante

3. Intérêt du procédé du point de vue économique et environnemental

L'intérêt de ce procédé du point de vue économique et environnemental est évident :

- Les travaux sont réalisés avec des moyens mécaniques légers qui préservent le site (un grand nombre de pylônes sont d'accès difficile ou implantés au milieu de zones agricoles) ;
- Les matériaux issus de la fouille sont remis en place après traitement, ce qui évite les mises en dépôt et limite les apports extérieurs ; le savoir faire autoroutier en matière de traitement des sols est ici transposé au domaine des lignes électriques ;
- L'enfouissement de la dalle dans le terrain naturel évite les impacts sur l'exploitation du terrain en surface et à faible profondeur (exploitations agricoles notamment) ;
- La mise en œuvre de liens mécaniques entre le renforcement et la fondation existante n'est pas nécessaire, ce qui réduit la difficulté et le coût des travaux.

Le procédé permet de réutiliser la quasi-totalité des sols en place pour peu qu'ils soient traitables aux liants hydrauliques. L'emploi de produits industrialisés est donc extrêmement limité.

Les liants issus de produits naturels classiques sont conformes à la réglementation en vigueur et non polluants. L'émission de poussières en phase travaux est très limitée.

La mise en œuvre est assurée par des engins de gabarit réduit, type agricole, ce qui limite considérablement l'impact des travaux d'accès sur les sites et cultures. Cette technique d'amélioration est donc accessible aux entreprises de travaux publics maitrisant le traitement des sols en petites quantités.

En définitive, ce procédé répond parfaitement à la politique et aux engagements de RTE en matière environnementale et de développement durable.

4. Phase expérimentale du procédé

La phase expérimentale de cette innovation a été assurée par EGIS sous le contrôle de RTE.

Elle a consisté en des modélisations analytiques et aux éléments finis, des essais d'identification et de traitement en laboratoire, complétés par des essais en vraie grandeur sur deux sites distincts (mise en œuvre de la dalle en matériaux traités sur huit massifs de fondation, puis arrachements et suivis en temps réel par une instrumentation spécifique).

Cette phase expérimentale a débouché sur une adaptation des formules RTE de dimensionnement des fondations superficielles à l'effort d'arrachement et sur un cahier de charges de mise en œuvre de ces renforcements et de leur contrôle.

On décrit ci après les différentes phases de cette étude expérimentale.

4.1 Modélisation analytique

Sur la base du schéma présenté sur la figure 2, Egis a, dans un premier temps, développé une adaptation des formules analytiques utilisées par RTE dans le cadre de ses dimensionnements de fondation soumise à un effort d'arrachement. Cette méthode propre à RTE inclut le poids propre de la fondation et les efforts de résistance par cisaillement du sol au dessus de la semelle, fonction de la cohésion et de l'angle de frottement (Réf1).

Comme explicité ci avant, le volume de sol stabilisateur mobilisé pour reprendre l'effort d'arrachement (voir figure 2) passe de BFF'B' avant renforcement à BCAG-G'A'B' après renforcement par la dalle de matériaux traités.

Cependant, lors du soulèvement de la fondation, du fait du poids du sol supporté par la dalle de matériaux traités et du frottement latérale au pourtour de cette dernière sur le sol environnant, un moment de flexion sollicite la dalle. Or celle-ci est de résistance limitée du fait de sa nature (sol traité).

Un optimum a donc du être trouvé entre la valeur du débord de la dalle par rapport à la semelle existante et la résistance intrinsèque de celle-ci. Sur la base des résistances à la traction mesurées lors d'essais en laboratoire, après analyse bibliographique de publications sur différents sols traités, et grâce à l'expérience de Egis en matière de traitement de sols très divers aux liants hydrauliques , un débord de l'ordre du mètre a été retenu.

4.2 Modélisation aux éléments finis

Après calage de la formulation analytique, il est apparu nécessaire de poursuivre l'analyse à l'aide d'un logiciel aux éléments finis pour visualiser la sollicitation et la déformation de la dalle de sol traité sous un effort d'arrachement ainsi que la valeur et la répartition des contraintes dans cette dalle.

Cette modélisation a été réalisée à l'aide du logiciel Plaxis en 2 dimensions. La situation est représentée par un modèle axisymétrique avec approximation des formes parallélépédiques par des couronnes.

Cette modélisation a permis de confirmer que :

- les contraintes de traction maximales se localisent en fibre supérieure de la dalle traitée, entre le fut et le point E de la figure 2 ;
- pour un déplacement de l'embase du pylône inférieur à 10 mm, la contrainte de traction dans la dalle en matériaux traités reste inférieure à la valeur fixée de 200 kPa ;
- la déformation de la dalle sous l'effort d'arrachement se fait en forme d'accent circonflexe (déplacement maximal vertical localisé au droit de la semelle exis-

tante); le frottement latéral périphérique à la dalle apparait peu sollicité pour un faible déplacement ;

- pour ce même déplacement réduit, l'effort d'arrachement supplémentaire mobilisable par le renforcement est conforme aux objectifs cités au paragraphe 1.

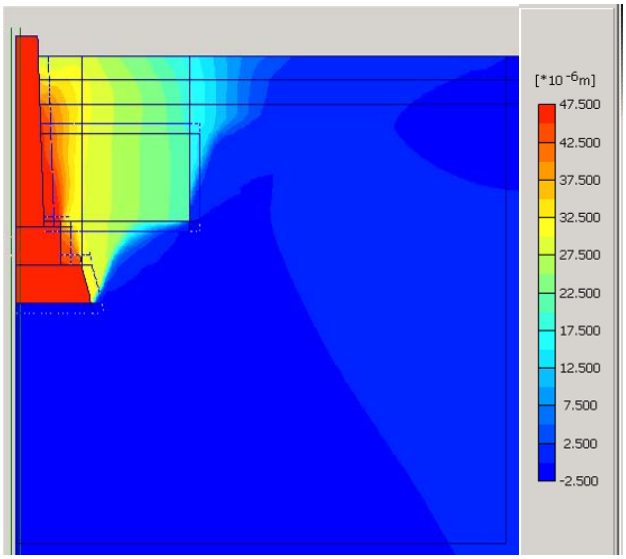


Figure 3 : Calcul Plaxis (déplacement)

4.3 Essais en vraie grandeur sur sites

Deux sites expérimentaux ont été testés, l'un près d'Amiens (ligne existante) et l'autre près de Nancy (massifs expérimentaux). Ces essais ont consisté à traiter les fondations de pylônes THT courants de type quadripodes. Les sols traités étaient des craies et des limons.

Dans un premier temps une reconnaissance de sols a été réalisée sur chaque site. Elle a consisté en sondages à la pelle mécanique pour échantillonnage des terrains en place, essais d'identification et essais de "traitabilité" aux liants hydrauliques en laboratoire.

Ces puits à la pelle ont été complétés par des sondages pressiométriques et essais phicométriques afin d'apprécier au mieux la résistance au cisaillement du terrain existant avant travaux.

Sur la base de ces résultats et à partir des formulations analytiques mises au point lors des phases d'études précédentes, la dalle de renforcement a été dimensionnée : débord 1 m ; épaisseur 1.2 m.

La dalle en matériaux traités du site a ensuite été mise en œuvre au droit de 3 fondations, la dernière, non renforcée servant de témoins.

La fragmentation des matériaux issus des excavations et leur malaxage avec un liant de type CEM II /B-LL 32.5 R, à raison de 1% de chaux et 8% de ciment ont été réalisés sur site avec un matériel adapté aux quantités relativement restreintes de ce traitement de sol.

Le matériau traité a ensuite été remis en place selon les dimensions géométriques établies, par couches de 20 cm compactées. L'objectif de compactage était d'obtenir une compacité réelle "in situ" minimum de 96 % de l'OPN.

Figure 4 : Réalisation de la dalle

La compacité obtenue a été contrôlée en cours de travaux par des mesures de densité au gamma densimètre. Des éprouvettes en matériau traité réalisées à la densité "in situ" ont également été confectionnées pour des essais en laboratoire (poids volumique, résistance à la compression, résistance à la traction et mesure du module de déformation). Les caractéristiques des sols traités augmentent sensiblement par rapport à celle du sol vierge.

La dalle en matériaux traités une fois mise en place et après délais de "séchage" de 28 jours, Egis a conçu et mis en œuvre une expérimentation d'essai de traction sur chacune des fondations.

Ce dispositif consistait à porter à la rupture par arrachement les fondations renforcées et la fondation témoin.

Chaque dispositif comprenait :

- des capteurs permettant de suivre l'effort d'arrachement mobilisé au niveau du fût en fonction du temps ;
- des capteurs de déplacement disposés selon deux axes perpendiculaires au droit et au-delà de la dalle traitée pour mesurer sa déformation au 1/10 ème de millimètre en fonction du temps ;
- des cellules de pression totales disposées en sous face de la dalle traitée afin de suivre le déjaugeage de cette dalle en fonction du temps.

L'ensemble des essais était suivi de manière informatisée, avec restitution graphique en temps réel et en 3 dimensions du dispositif de renforcement.

Figure 5 : Dispositif d'arrachement

Cette expérimentation a permis de visualiser l'effet de ce renforcement et sa cinématique : amélioration importante de la résistance à l'arrachement (coefficient supérieur à 2) pour un déplacement vertical du fût limité et plus faible que celui de la fondation témoin ; déformation de la dalle traitée en accent circonflexe.

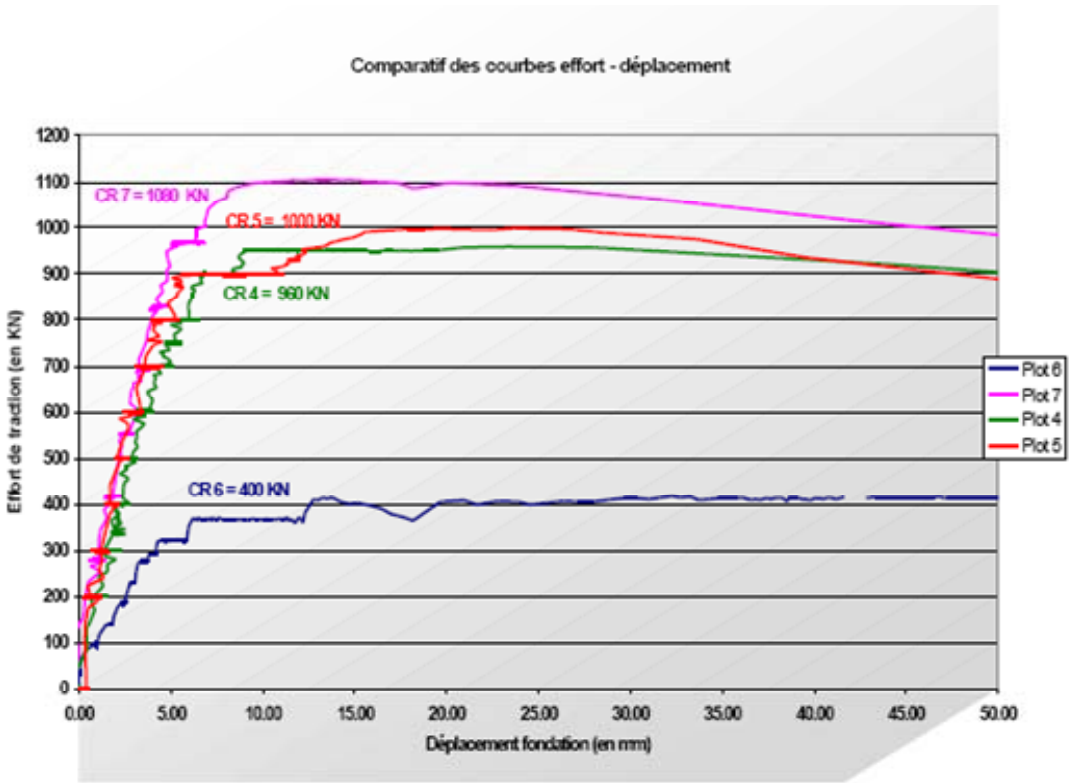


Figure 6 : Courbes effort-déformation

Après essais, la fondation et le dispositif de renforcement par dalle ont été excavés. Un relevé détaillé des fissures affectant la dalle traitée a été effectué et reporté sur plans. La localisation des ces fissures a permis de compléter la compréhension de la cinématique de destruction de la dalle sous grand déplacement.

Figure 7 : Report des fissures affectant la dalle traitée

4.4 Cinématique de prise

Parallèlement à ces études de comportement à long terme une étude particulière a été effectuée pour étudier la montée en résistance de la dalle en matériaux traités (mesures de Rc -résistance à la compression, Rt – résistance à la traction et E- module de déformation) en fonction du temps.

Cette étude a permis d'adopter une loi de comportement de la dalle en fonction du temps et de vérifier la stabilité du pylône lors des phases travaux et jusqu'à obtention des caractéristiques mécaniques nominales.

5 Conclusion

La phase expérimentale, de mise en œuvre et essais d'arrachement de semelle de fondation renforcée par dalle en matériaux traités du site, a permis de valider le concept, le principe de dimensionnement, et le fonctionnement du procédé.

Le procédé a également fait l'objet d'une validation par un organisme agréé.

La concrétisation de cette innovation a été rendue possible grâce à la mise en commun des savoir faire et la collaboration entre RTE, EGIS et l'entreprise GUINTOLI qui a procédé à la mise en œuvre du procédé.

Une phase pré - industrielle de traitement de fondations de pylônes THT est en cours. Elle permettra notamment d'optimiser les matériels de mise en œuvre et de confirmer l'intérêt économique de ce procédé pour des fondations dont le déficit de résistance à l'arrachement varie de quelques dizaines à quelques centaines de kilo Newton.

6 Références

Recueil des solutions types Partie 5 « Fondations » réf NA-CNER-STEP-FCM-03-00043 ind 1. Documentation RTE/EDF

TRAITEMENT ANTILIQUEFACTION D'UN SOL PAR COLONNES DE MORTIER DE COMPACTAGE HORIZONTAL

ANTILIQUEFACTION TREATMENT BY COMPACTION MORTAR COLUMNS WITH HORIZONTAL DISPLACEMENT

Benoit PEZOT[1]
1 Ménard, Nozay, France, bpezot@menard-mail.com

RÉSUMÉ –Le traitement du terre-plein d'appontement des méthaniers au terminal de Fos sur mer sur 5 600 m² et jusqu'à 17 m de profondeur de remblai hydraulique sablo-limoneux saturé a été effectué par Ménard en utilisant la technique des colonnes de mortier pour compactage horizontal. Ce traitement a été mis au point au cours d'une planche d'essais comprenant quatre niveaux de densification différents, un suivi des dissipations des pressions interstitielles et des contrôles au pénétromètre statique.

ABSTRACT – Ménard performed its technique of compaction mortar columns with horizontal displacement on the 5 600 m² and 17 m depth sandy hydraulic fill of the Fos sur mer gas terminal berth. This treatment was calibrated on a trial area with four different compaction levels, pore pressure monitorings and static cone penetration tests.

1. Présentation du projet

1.1. Objet des travaux

Le projet de terminal méthanier de Fos-Cavaou prévoit la réhabilitation de l'appontement du poste 4 afin d'accueillir les méthaniers.

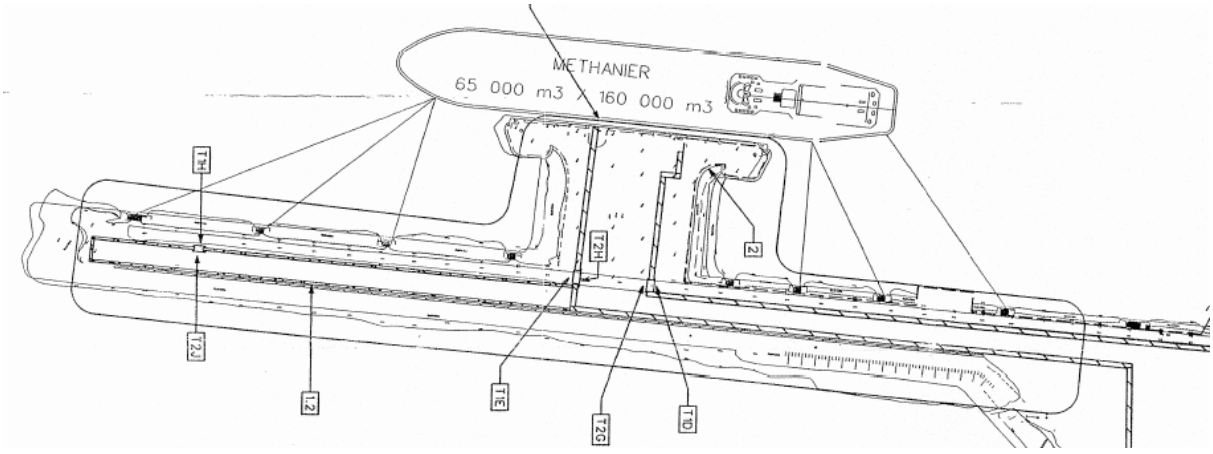


Figure 1. Plan de la jetée et de l'appontement

L'analyse préalable a montré que le terre-plein d'appontement situé en appendice sur la digue était sensible à l'aléa sismique.

Ce terre-plein accueille les équipements mobiles de déchargement des méthaniers. Son sous-sol présentait cependant un risque de liquéfaction sous séisme qui a conduit à effectuer un traitement de densification afin de s'en affranchir.

Les acteurs de ce projet sont la société Ménard pour le traitement du sol et la société Saipem pour la maîtrise d'œuvre du projet.

1.2. Contexte géotechnique

La surface du site est située à la cote +4,0 NGF.

Le volume de terrain concerné par le risque de liquéfaction est constitué de couches sablo-graveleuses lâches et moyennement denses situées entre la cote 0,0 et la cote –13,0 NGF au point le plus bas, soit une profondeur de 17,0 m.

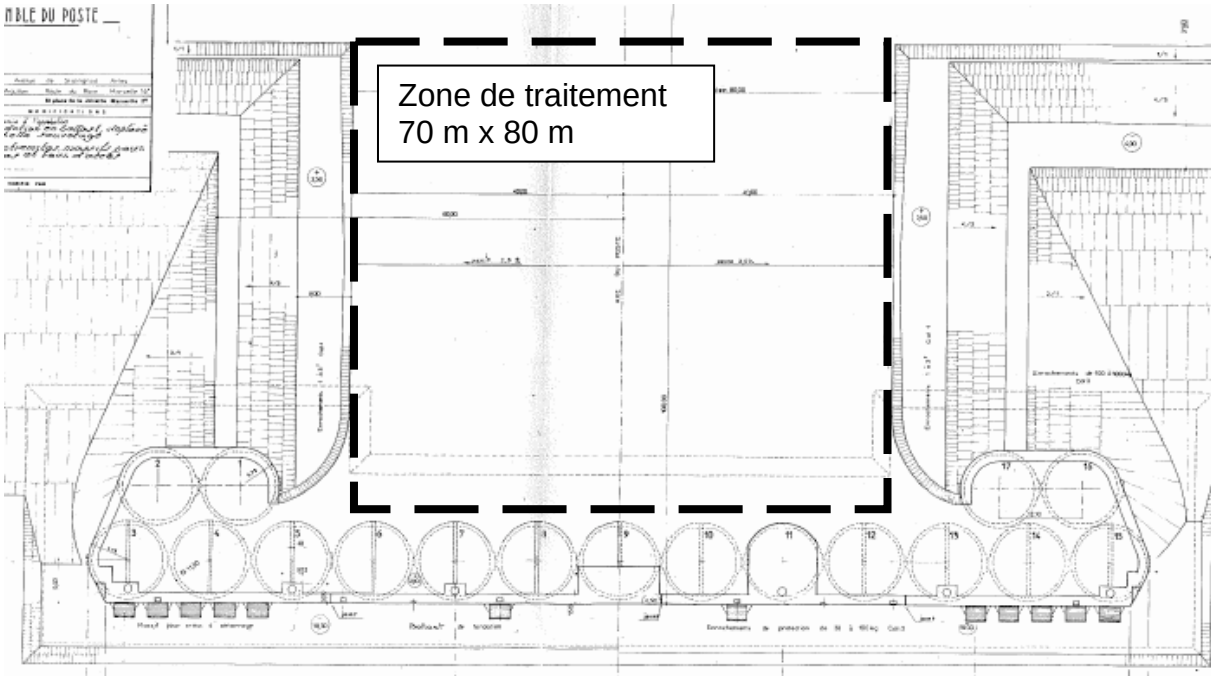


Figure 2. Plan de la zone traitée

Les études préliminaires ont montré que le risque de liquéfaction était normalement écarté pour un diagramme des résistances de pointe pénétrométriques q_c dans les terrains sablo-graveleux variant de 6,0 Mpa à la cote 0,0 à 11,7 Mpa à la cote –13,0 NGF. Ce diagramme est comparé aux sondages pénétrométriques initiaux de la planche d'essais sur la figure 3.

L'analyse des résistances de pointe sur ces essais réalisés dans l'emprise de la planche d'essais permet de différencier trois couches de résistances de pointe différentes, qui sont assimilées à des couches de nature ou de densité différentes.

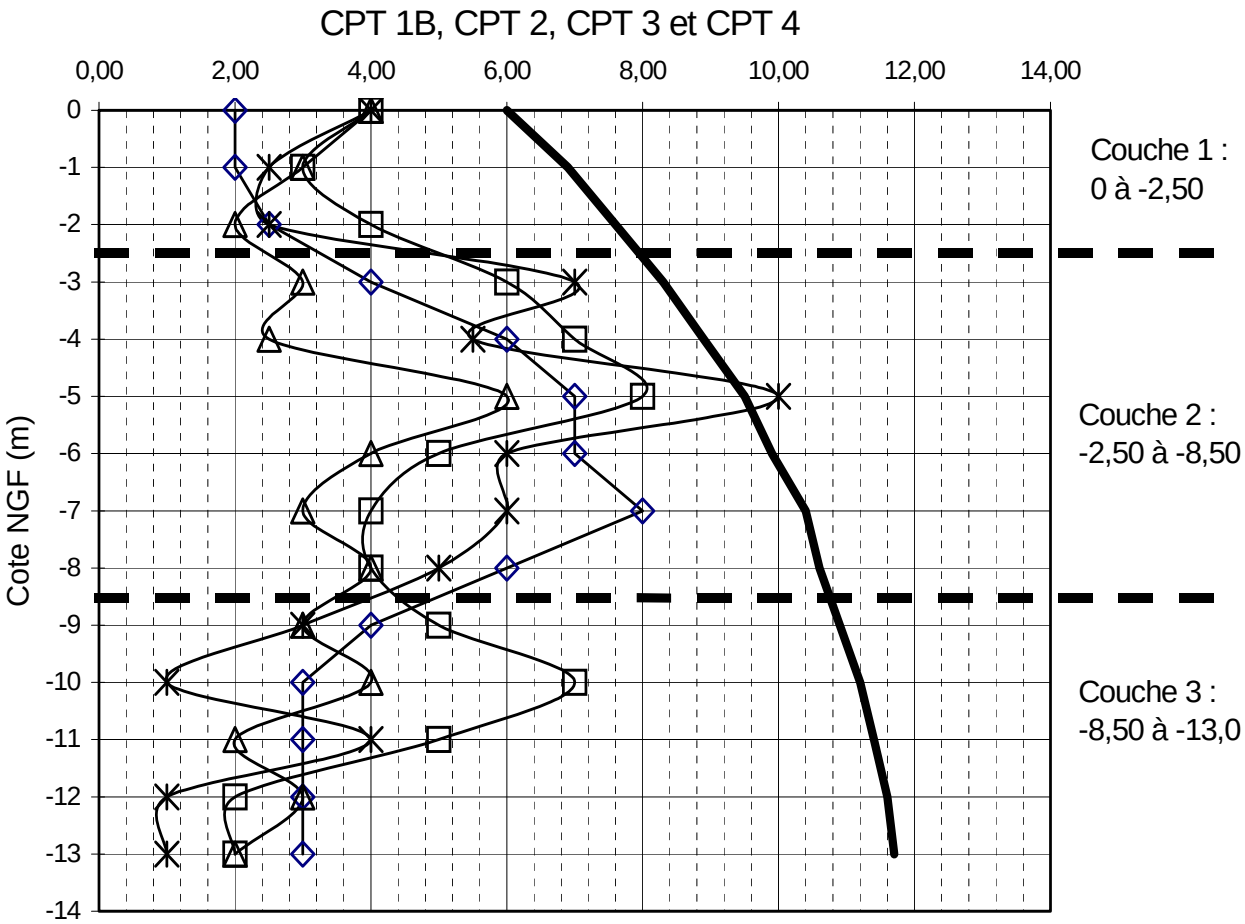


Figure 3. Sondages pénétrométriques initiaux et comparaison avec le critère pénétrométrique.

Les graphes plus fins du pénétromètre statique dans la couche 3 montrent que celle-ci contient des passages d'épaisseur 0,50 m environ caractérisés par qc = 1 à 2 Mpa et un ratio de frottement de 3 à 4%. Ces passages sont supposés argileux et sont *a priori* écartés des couches présentant un risque de liquéfaction sous séisme.

1.3. Rappels sur la technique des colonnes de mortier de compactage horizontal

La technique consiste à effectuer un forage dans le sol jusqu'à la base de la couche à traiter. L'outil de forage, creux, est utilisé pour acheminer grâce à une pompe depuis la surface un mortier à l'extrémité de l'outil.

Le mortier injecté sous pression par l'orifice terminal de l'outil refoule le sol sur un certain volume, ce qui se traduit par un compactage du sol.

En réalisant une injection sous pression continue au cours de la remontée lente et continue de l'outil de forage, une colonne de mortier est obtenue par refoulement du sol sur un diamètre supérieur à celui du forage.

Le terrain environnant est fortement comprimé sur toute la hauteur de la colonne.

Le compactage horizontal de tout un volume de sol est obtenu en réalisant les colonnes de mortier selon une trame carrée ou triangulaire sur la superficie concernée.

Ces colonnes sont généralement réalisées en deux phases intercalées afin de progresser dans la densification de manière homogène.

Il est possible de ne traiter qu'une fraction de l'épaisseur du sol en ajustant les niveaux d'injection du mortier.

Le mortier utilisé présente la caractéristique de conserver un comportement fluide tout en n'étant pas essorable sous la pression. Il a une consistance mi-sèche.

2. Etude théorique pour la réalisation des colonnes de mortier de compactage horizontal

La prévision des paramètres du traitement nécessaires à l'obtention de l'objectif recherché peut être effectuée sur la base des caractéristiques connues et de quelques hypothèses sur le matériau sablo-graveleux présent en sous-sol.

L'exemple suivant de prévision théorique est basé sur les valeurs moyennes obtenues à Fos.

Les hypothèses suivantes sont faites après examen des données géotechniques disponibles:

L'indice des vides initial est de l'ordre de $e_i = 0,60$

La différence d'indice des vides maximum et minimum utilisée pour le calcul de la densité relative est de $e_{max} - e_{min} = 0,45$

Il existe une relation établie par Baldi et Jamiolkowski entre densité relative Dr et résistance de pointe pénétrométrique q_c :

$$D_r = \frac{1}{2,93} \cdot \ln\left(\frac{q_c}{205 \cdot \sigma'^{\,0,51}_m} \right) \qquad (1)$$

σ'_m étant la contrainte effective verticale à la profondeur considérée.

Cette équation permet d'estimer à partir d'une résistance de pointe initiale moyenne q_{ci} de 5,5 Mpa une densité relative moyenne initiale $Dr_i = 28\%$. La résistance de pointe recherchée de 10,4 Mpa à la cote –7,0 m correspond de la même manière à une densité relative finale $Dr_f = 50\%$.

La densité relative Dr s'écrit :

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \qquad (2)$$

Pour $Dr_i = 28\%$, $e_i = 0,60$ (hypothèse) et $e_{max} - e_{min} = 0,45$ (hypothèse), l'indice des vides maximum est $e_{max} = 0,73$ et l'indice des vides minimum est $e_{min} = 0,28$.

La densité relative finale $Dr_f = 50\%$ correspond à un indice des vides final $e_f = 0,50$

Le traitement par colonnes de mortier de compactage horizontal doit donc permettre de porter l'indice des vides de la valeur initiale $e_i = 0,60$ à $e_f = 0,50$, soit une variation d'indice $\Delta e = 0,10$. Il s'agit naturellement d'une estimation qui dépend des hypothèses faites ci-dessus.

Il est possible d'en déduire la déformation relative correspondante qui s'écrit selon la formule générale :

$$\varepsilon = \frac{\Delta e}{1 + e_i} \tag{3}$$

Ce qui donne le pourcentage de densification recherché : ε = 6%.

Selon cette étude théorique, le volume moyen de mortier à injecter correspondant au pourcentage de densification du sol serait de 6% du volume de sol traité.

Cette analyse peut ensuite être différenciée en fonction des trois couches de sol identifiées.

3. Planche d'essais et définition des paramètres de traitement

3.1. Objectifs de la planche d'essais

L'objectif général de la planche d'essais est de déterminer les pourcentages de densification nécessaires à l'obtention des critères pénétrométriques. Plus précisément, la planche d'essais doit permettre de conclure sur :

L'entraxe entre les colonnes de mortier et leur diamètre

La vitesse d'exécution de l'injection

La durée nécessaire de repos du sol entre la première et la deuxième phase

La décomposition du traitement en différentes couches compte-tenu des différentes couches du sol.

3.2. Plan de la planche d'essais

La planche d'essais comprend neuf colonnes en phase 1 et douze colonnes en phase 2. Elle permet de réaliser quatre traitements différents (A, B, C et D) correspondant à des pourcentages moyens de densification différents qui sont choisis autour des 6% prévus, soit 5,0%, 5,5%, 6,0% et 6,5%.

Chaque pourcentage de densification est modulé sur trois couches en profondeur pour tenir compte de la stratigraphie.

Tableau I. pourcentages de densification pour la planche d'essais

Profondeur	Densification A	Densification B	Densification C	Densification D
Couche 1 de +0,5 à – 2,5 m	7,0%	7,5%	8,0%	8,5%
Couche 2 de -2,5 m à – 8,5 m	3,5%	4,0%	4,5%	5,0%
Couche 3 de –8,5 m à –13,5 m	6,0%	6,5%	7,0%	7,5%
Pourcentage moyen	5,0%	5,5%	6,0%	6,5%

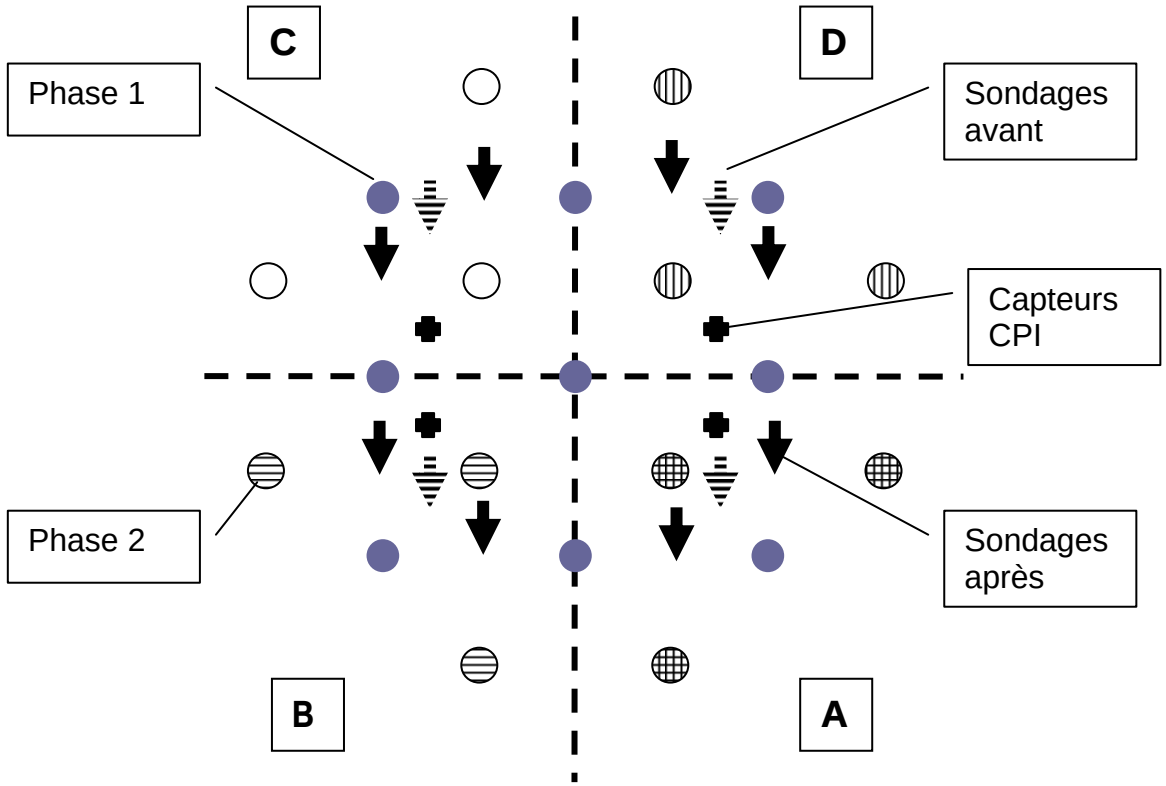


Figure 4. Planche d'essai, colonnes phases 1 et 2, sondages pénétrométriques et capteurs CPI

L'entraxe final phases 1 et 2 confondues est de 1,80 m. Le diamètre des colonnes de mortier de compactage horizontal est fixé à l'avance. Il varie entre les valeurs 0,37 m et 0,62 m pour l'obtention des taux de densification visés dans chacune des trois couches de sous-sol selon le tableau I.

3.3. Résultats et interprétation

Chaque zone a fait l'objet de contrôles au pénétromètre statique.

Les résultats de ces sondages ont montré une performance inégale des quatre traitements de densification en fonction de la couche examinée. Ainsi, pour la couche 1, le traitement est satisfaisant à partir d'une densification A, la couche 2 à partir de B et la couche 3 à partir de D.

Dans la couche 3, la présence des passages supposés argileux sur des épaisseurs de l'ordre de 0,50 m a rendu particulièrement difficile la vérification de l'obtention du critère de résistance de pointe qc. Les valeurs mesurées dans les couches présentant un ratio de frottement supérieur à 2% ont été systématiquement écartées. Cependant, même dans les couches restantes, la valeur de qc mesurée restait en deçà du critère en certains points de l'épaisseur pour les traitements A, B et C. Seul le traitement avec le niveau de densification maximal D, soit 7,5% dans cette couche a permis l'obtention du critère.

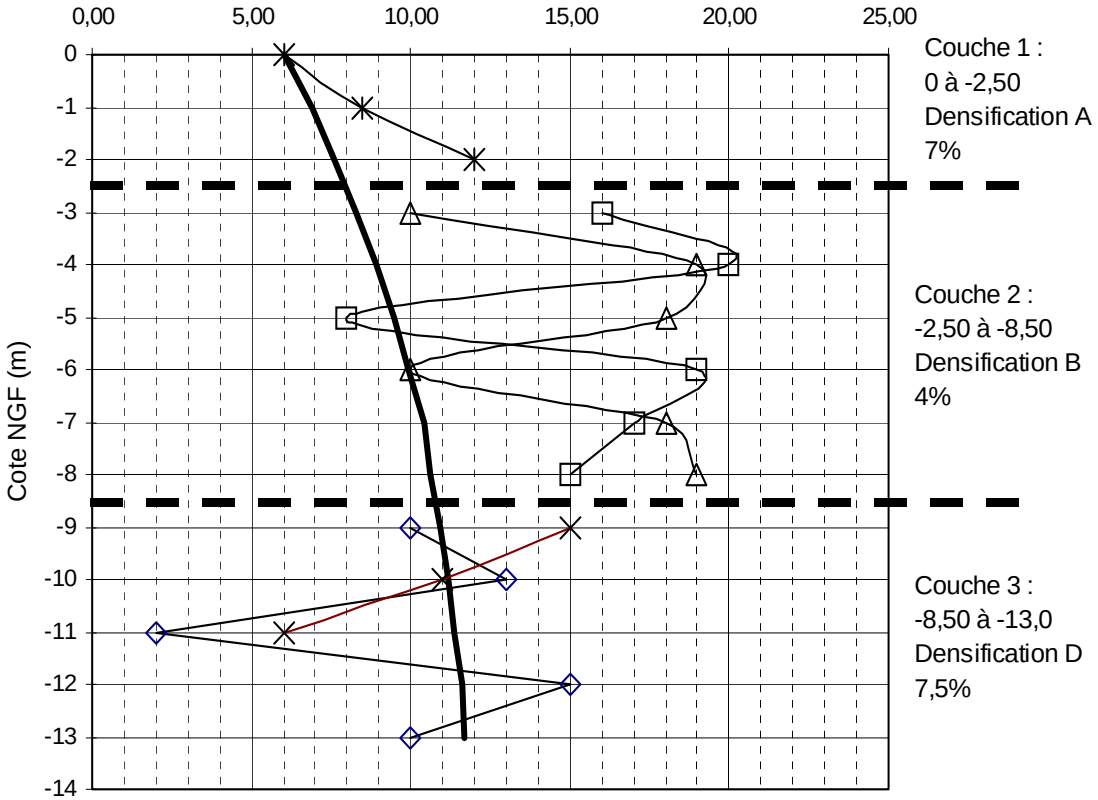


Figure 5. Planche d'essai. Résultats des sondages pénétrométriques par couche et pour le pourcentage retenu

La figure 5 montre les chutes de valeur de résistance de pointe moyenne liées à la présence des passages supposés argileux au sein de la couche 3.

Le traitement retenu issu de cette combinaison des densifications A, B et D est le suivant :

Tableau II. pourcentages de densification retenus pour l'exécution des travaux

Profondeur	Densification
Couche 1 de +0,5 à – 2,5 m	7,0%
Couche 2 de -2,5 m à – 8,5 m	4,0%
Couche 3 de –8,5 m à –13,5 m	7,5%
Pourcentage moyen	5,9%

3.4. Examen des dissipations des pressions interstitielles

Le matériau sableux saturé à partir de 4,0 m de profondeur soumis à une compression rapide par la création des colonnes de mortier de compactage horizontal voit sa pression d'eau interstitielle augmenter rapidement puis se dissiper à une vitesse qui dépend de la perméabilité du milieu.

A l'issue de la réalisation d'une première colonne, il est considéré que la colonne suivante ne doit être entreprise que si le milieu concerné par son effet de compactage horizontal présente une pression interstitielle correspondant au repos. L'analyse montre que cette condition est en principe remplie pour toutes les colonnes de la

phase 1 distantes de 2,50 m. La réalisation des colonnes de phase 1 peut donc se succéder sans précautions particulières.

Les colonnes de phase 2 situées à 1,80 m de quatre colonnes de phase 1 et réalisées dans un terrain qui a subi une montée globale des pressions interstitielles ne peuvent être entreprises qu'à l'issue du retour au repos de ces pressions.

Des capteurs de mesure des pressions interstitielles (CPI) ont été installés dans la couche 1 entre les colonnes de phase 1 et 2 afin de quantifier la période de repos nécessaire entre les deux phases.

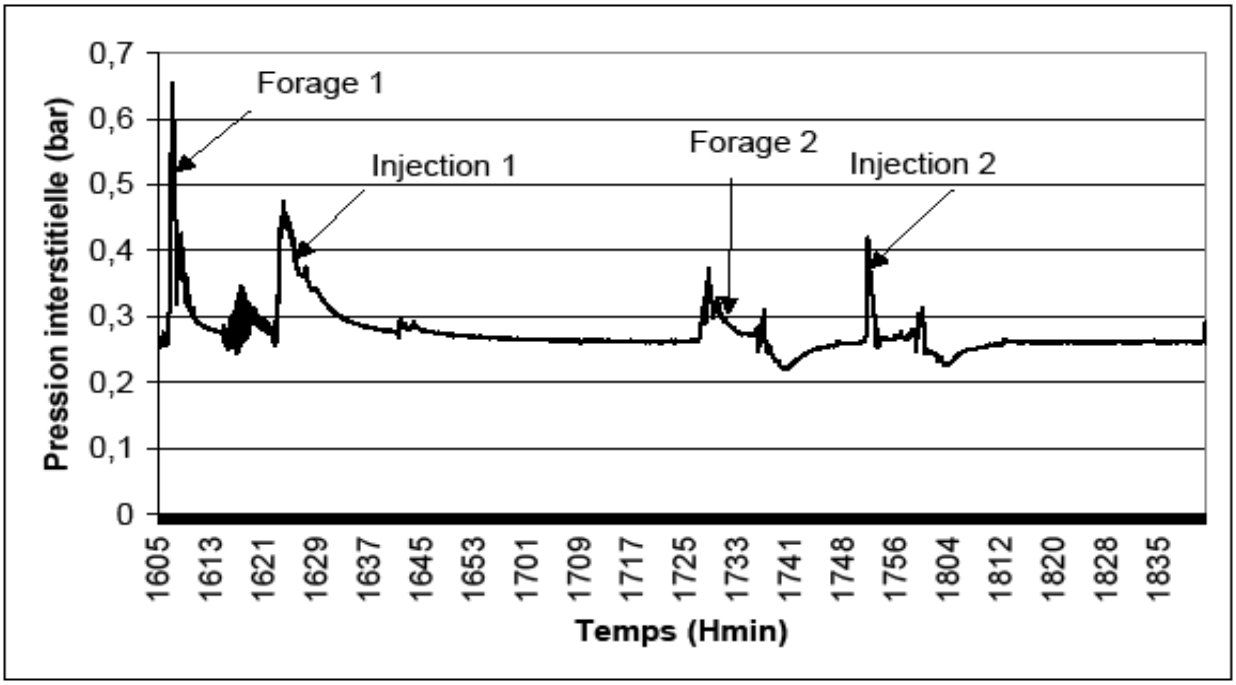


Figure 6. Exemple de suivi des pressions interstitielles au cours du traitement

L'examen des graphes a montré que le retour au repos des pressions durait au maximum quelques heures ou nettement moins comme le montre la figure 6 avec une dissipation complète à l'issue de l'injection 1 en une heure.

La durée minimale de repos pour l'exécution du chantier a été fixée à 12 heures, c'est à dire que la phase 2 pouvait être entreprise le lendemain de la phase 1.

4. Conclusion

L'étude théorique du traitement par compactage horizontal ne pouvait donner qu'une idée générale du niveau de densification à mettre en œuvre pour atteindre les objectifs fixés. Seule la planche d'essais à permis de déterminer de manière précise et économique les paramètres du traitement.

La complexité de cette planche d'essais qui comprenait quatre zones en plan et trois niveaux stratigraphiques s'est révélée précieuse car elle a permis de définir un traitement qui est un panachage des pourcentages de densification réalisé sur les différentes zones.

RAIDISSEMENT DES DIGUES DU RHONE AVEC UNE STRUCTURE EN GEOTEXTILE ALVEOLAIRE

STIFFENING OF THE RHONE DIKES WITH A GEOCEL STRUCTURE

Nicolas RACANA[1], Mathieu NORMAND[2]
1 Sol Solution, Riom, France
2 Egis Eau, Montpellier, France

RÉSUMÉ – Le confortement et l'élargissement des digues du Rhône engendre d'une manière générale une accentuation de leurs emprises au sol. Localement, il est souvent nécessaire de créer des ouvrages de soutènement souples en sol renforcé pour limiter l'impact foncier. Le choix de la solution M3S® a été reconduit pour conforter plusieurs centaines de mètres de digues avec au total 1500m² de parement réalisés.

ABSTRACT – Consolidation of the Rhône dikes generally consists in accentuating their influence on the ground. Locally, it is necessary to create flexible reinforced earth structures to limit their impacts on the landscape. The choice of M3S® solution was renewed to consolidate several hundred meters of dikes (1500m² of facing carried out).

1. Introduction

Le SYMADREM (Syndicat Mixte Interrégional d'Aménagement des Digues du Delta du Rhône Et de la Mer) renforce en moyenne 10km de ces ouvrages par an. Dans le cadre de l'aménagement des digues du Grand Rhône, ce syndicat a lancé un appel d'offre sur le secteur de Montlong. Sur le linéaire de travaux retenu, une partie du confortement des digues nécessitait localement la création d'ouvrages de soutènement en sol renforcé. La solution M3S® de massif renforcé par des structures en géotextile alvéolaire a été une nouvelle fois choisie sur ce chantier (FLOHR J.M. et al 2006).

1.1. Principe de renforcement

Le procédé M3S® se présente sous la forme de nappes cellulaires obtenues par assemblage de bandes géotextiles entre elles. Le matériau de base est un géotextile non-tissé thermolié, de filaments de polypropylène (70%) et polyéthylène (30%). Ce type de géotextile est semi-rigide, rendant la mise en œuvre aisée et conserve de bonnes caractéristiques de perméabilité. Les caractéristiques mécaniques principales du géotextile non-tissé certifié ASQUAL sont présentées dans le tableau n°I ci-dessous.

Tableau I. Caractéristiques principales du géotextile

Caractéristique	Norme	Unité	Valeur
Masse surfacique	NF EN 965	g/m²	**330**
Epaisseur sous 2kPa	NF EN 964.1	mm	**1,5**
Résistance à la traction sens longitudinal et transversal	NF EN ISO 10319	kN/m	**25,1**
Allongement à la rupture	NF EN ISO 10319	%	**25**
Perforation Dynamique	NF EN 918	mm	**20**
Perméabilité normale au plan	NF EN ISO 11058	m/s	**0,040**

Ce géotextile est résistant à tous les sols naturellement alcalins (pH<10) et acides (pH>2). Biologiquement il n'est pas affecté par les bactéries, les moisissures… Il ne constitue pas une source de nourriture pour les rongeurs ou termites. Le géotextile n'étant généralement exposé au rayonnement direct du soleil que sur une courte durée (phase chantier), sa résistance n'en n'est pas affectée de manière significative.

La résistance à la traction à long terme du géosynthétique, par rapport à sa résistance à la traction à court terme, est réduite pour tenir compte du fluage, de l'endommagement et du vieillissement.

Les nappes cellulaires sont réalisées en usine par assemblage d'une seule et même bande de géotextile.

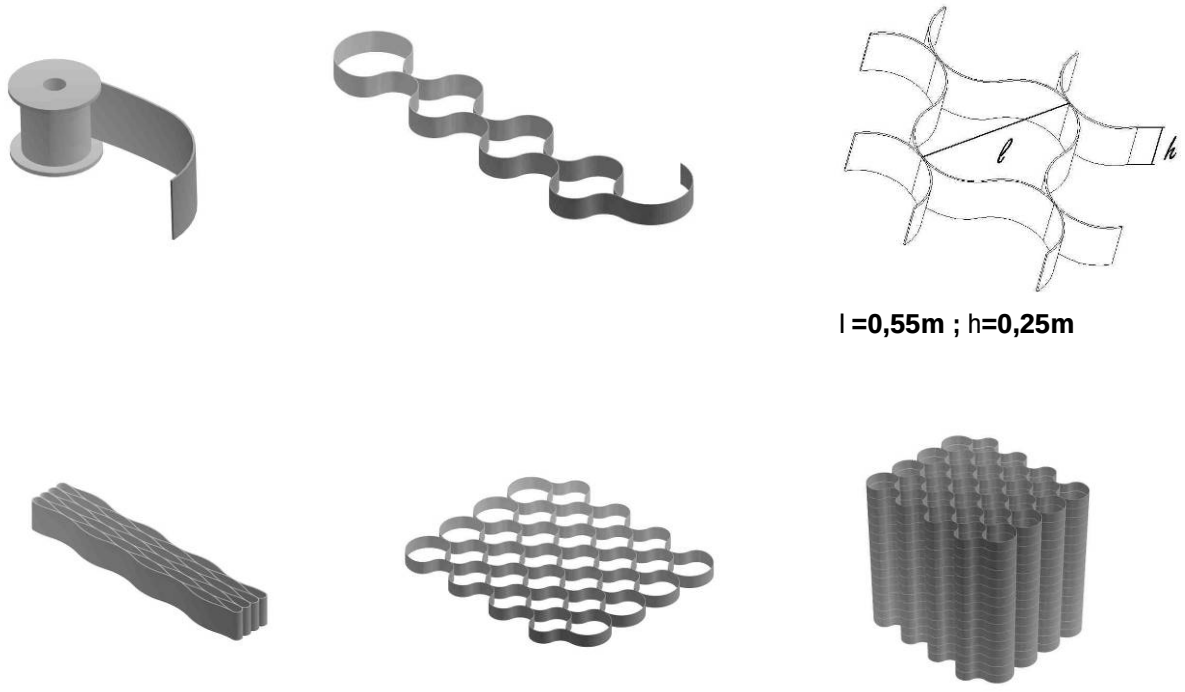


Figure 1. Schéma de principe de confection des nappes M3S®.

La structure composite obtenue possède des caractéristiques mécaniques bien plus fortes que le contenu seul. En effet la présence de ce géotextile engendre un

gain de résistance assimilable à de la cohésion apparente qui améliore sa résistance au cisaillement et à la traction. Le principe est de renforcer le sol par effet d'interaction cellulaire et par fonctionnement en membrane du géotextile. Ce principe de renforcement de sol permet la réalisation d'ouvrages fortement inclinés ou verticaux.

1.2. Principe de dimensionnement

La méthode de calcul s'appuie bien évidemment sur toutes les réglementations en vigueur en matière de murs renforcés et notamment la norme Pr NF 94-270, mais également sur les travaux de recherche menés spécifiquement sur ces structures cellulaires. Des expériences sur modèles réduis mais aussi en grandeur nature ont été réalisés pour l'essentiel au LGC/CUST de Clermont-Fd en collaboration avec Sol Solution (Reiffsteck, 1996 ; Racana, 2002). Les mécanismes de rupture et de déformations observés mettent en évidence que les ouvrages M3S® entrent dans la gamme des remblais renforcés (Racana et al., 2001).

Parmi les vérifications classiques qu'il faut réaliser, l'étude de la stabilité globale doit être menée en priorité pour garantir l'ensemble de la digue. Bien entendu l'une des configurations les plus critiques est celle relative à un niveau d'eau haut du Rhône (figure 2). Nous notons qu'avec l'application de coefficients de sécurité partiels on obtient un coefficient de sécurité global supérieur à 1 ce qui confirme la stabilité de cet ouvrage.

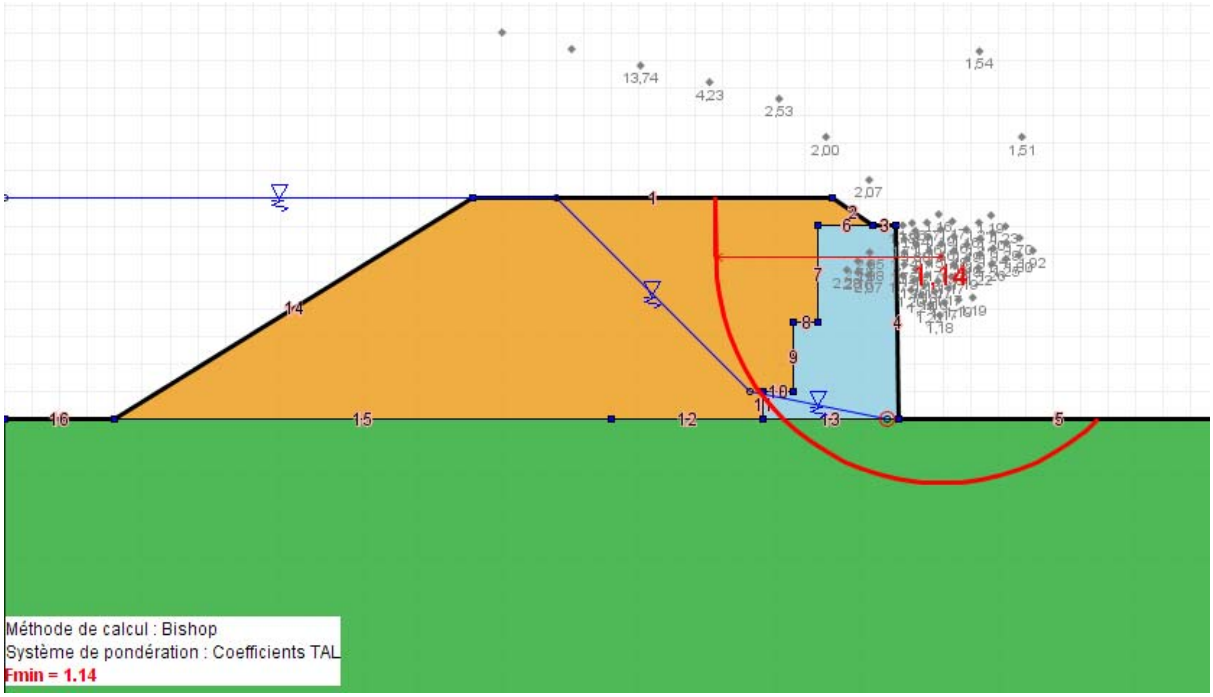


Figure 2. Analyse de la stabilité au grand glissement

1.2. Contrôle et suivi de chantier

Le procédé de renforcement M3S® a été développé par SOL SOLUTION qui est un bureau d'étude géotechnique. Les notes de calcul établies pour chaque ouvrage sont soumises à la garantie décennale. Pour s'assurer que les hypothèses retenues pour ces notes de calcul sont conformes avec la réalité du chantier, SOL SOLUTION impose un suivi systématique de la construction de ces ouvrages.

Tout d'abord l'assise de l'ouvrage est vérifiée afin de garantir la résistance au poinçonnement de l'ouvrage. Ensuite, le matériau de remblaiement est classé au sens du GTR afin d'établir le protocole de compactage. Chaque nappe alvéolaire est remblayée, compactée à la qualité q4 (95% de l'OPN) et vérifiée à partir d'essais pénétrométriques Panda® (XP P 94-105). La figure 3 présente notamment un exemple de contrôle de compactage mené sur le matériau A1 constitutif de ces digues mis en œuvre à l'état humide.

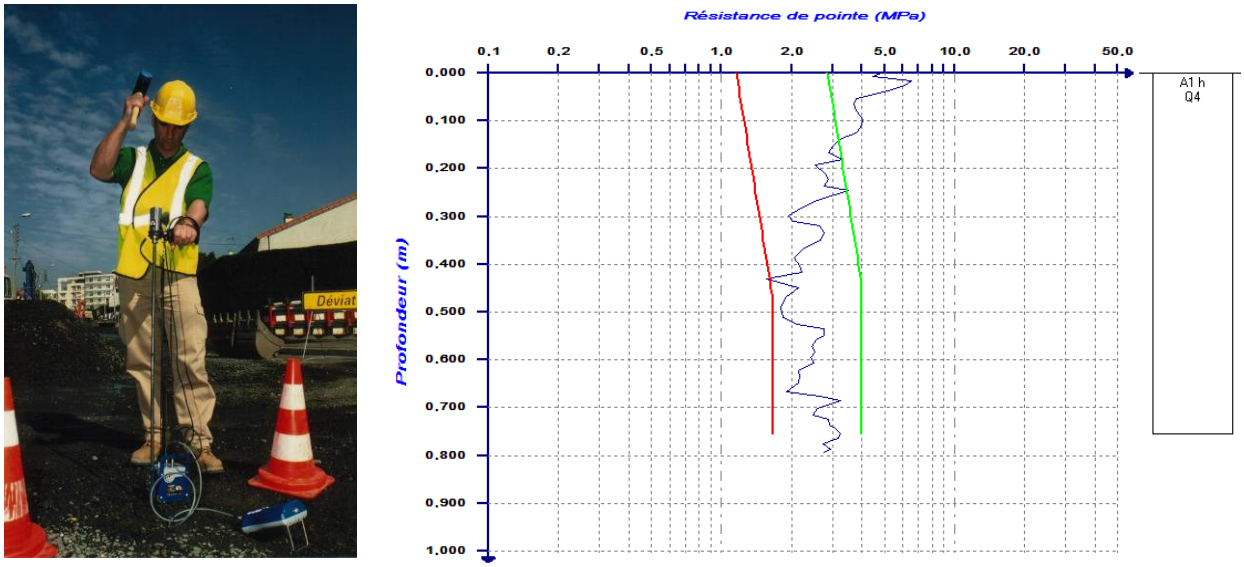


Figure 3. Contrôle de compactage.

2. Présentation du chantier

2.1. Contraintes techniques et coupe de l'ouvrage

Les contraintes techniques locales sur le secteur de Montlong sont classiques pour les digues du Rhône, avec comme matériau à réutiliser du limon classé A1 tout en prévoyant la mise en place d'une base drainante en pied d'ouvrage. De plus, il fallait conserver une station de pompage en intégrant dans l'ouvrage renforcé des canalisations de gros diamètres. La proximité des bâtiments imposait la réalisation d'un ouvrage de soutènement vertical.

Le dimensionnement a permis d'établir la coupe type de l'ouvrage avec pour une hauteur de 3 m une base de 2,48 m (voir figure 4). Mécaniquement cette largeur aurait pu être limitée à 1,93m mais une base drainante de 50 cm d'épaisseur pour environ 2,50 m de largeur a été imposée par le bureau d'étude de maîtrise d'œuvre.

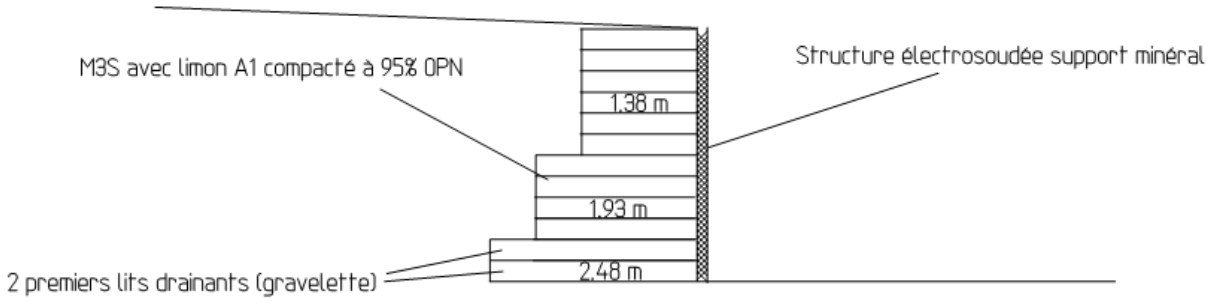


Figure 4. Coupe de principe de l'ouvrage.

2.2. Habillage de l'ouvrage et intégration des ouvrages traversants

La solution finalisée propose un aspect minéral constitué de panneaux électrosoudés fixés sur le mur M3S® par agrafage. La figure 5 présente la méthodologie appropriée pour mettre en œuvre cet ouvrage. Les nappes alvéolaires sont connectées entre elles par l'intermédiaire de bandes de rive en géotextile noir car traitées au carbone pour améliorer leur longévité vis-à-vis des UltraViolets. Ensuite des panneaux électrosoudés fabriqués sur mesure sont agrafés sur ces bandes de rive afin d'avoir comme aspect final un assemblage de structures métalliques. Les panneaux électrosoudés retenus sont constitués de fil Galfan® de 4,5 mm de diamètre avec une maille rectangulaire 50*100mm.

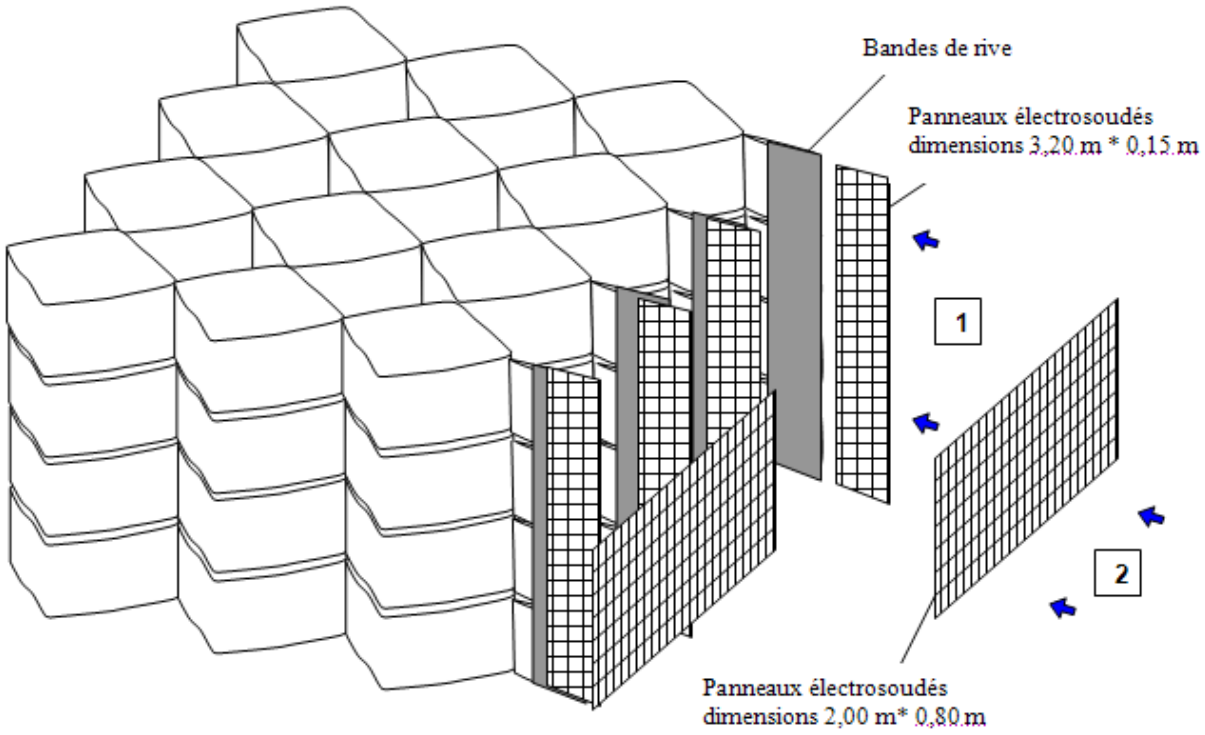


Figure 5. Principe de construction du parement.

Ensuite l'intervalle entre les panneaux électrosoudés et les alvéoles M3S® est rempli de matériau granulaire 80/100 mm issu de carrière. Le gros intérêt de cette technique est de proposer un parement minéral uniquement avec 1 m^3 de matériau concassé pour 4 m^2 de parement (figure 6).

Figure 6. Aspect général du mur M3S®.

Ce type de solution d'habillage permet toute adaptation ponctuelle avec des découpes facilement réalisables. Nous avons pu donc intégrer sans difficulté les canalisations reliées à la station de pompage (voir figure 7).

Figure 7. Intégration des ouvrages traversant dans le mur M3S®.

4. Conclusions

Les travaux de confortement de digues qui consistent à les renforcer et les élargir ont un impact significatif sur leur emprise au sol. Localement au droit d'habitation, cette emprise devient incompatible avec la proximité des existants. Il faut donc intégrer à cet ouvrage hydraulique une partie soutènement permettant de limiter l'impact foncier. Ce soutènement est d'une manière générale imposé par le maître d'œuvre comme un ouvrage souple susceptible de reprendre les déformations classiques sur ce type d'ouvrage. Il doit permettre également de réutiliser le matériau constitutif des digues initiales. Parmi les différentes solutions techniques présentes sur le marché et en prenant en compte la valeur technico-économique des offres le procédé M3S® a été retenu sur ce confortement des digues du grand Rhône.

5. Références bibliographiques

Flohr J.M., Mercier P., Racana N., Thibur F. (2006) Confortement et raidissement d'une digue par une structure alvéolaire. Rencontres Géosynthétiques 2006 – 489-494

Racana N., Gourvès R., Grédiac M. (2001) Mechanical behaviour of soil reinforced by geocells. Landmark in Earth Reinforcement – Ochiai et al. 437-441.

Racana N. (2002) Etude du comportement mécanique d'un massif en sol renforcé par géotextile cellulaire - Thèse de doctorat – Université Blaise Pascal Clermont Ferrand.

Reiffsteck P. (1996) Etude du comportement mécanique du géotextile tridimensionnel alvéolaire ARMATER® - Thèse de doctorat – Université Blaise Pascal Clermont Ferrand.

XP P 94-105 Sols: Reconnaissance et essais – Contrôle de la qualité du compactage – AFNOR – 2000

PERFORMANCE HYDRAULIQUE D'UN SOL TRAITE À LA BENTONITE RENFORCÉE PAR AJOUT DE POLYMÈRE

HYDRAULIC PERFORMANCE OF BENTONITE SOIL MIXTURE REINFORCED BY POLYMER IN CONTACT OF DIFFERENT FLUIDS

Andry Rico RAZAKAMANANTSOA[(1)], Gilles BARAST[(1)], Irini DJERAN-MAIGRE[(2)], Alain COURADIN[(3)], Gérard DIDIER[(3)]
[(1)] Doctorant, LGCIE Coulomb 3, INSA de Lyon
[(2)] Professeur des Universités, LGCIE Coulomb 3, INSA de Lyon
[(3)] Chef de projet, INSAVALOR, LGCIE Coulomb 3, INSA de Lyon

RÉSUMÉ – La perméabilité de sol traité avec une bentonite calcique activée et renforcée par des polymères est étudiée en présence de différents fluides. L'indice de gonflement constitue un indicateur de performance hydraulique pour le cas de la bentonite seule suivant la nature du fluide ; ce qui n'est pas systématique pour la bentonite/polymère. L'ajout de polymère permet le maintien de la faible perméabilité du sol traité sous l'action des fluides agressifs.

ABSTRACT – Permeability of activated Ca-bentonite soil mixture and reinforced by polymers are studied in presence of different fluids. Swelling index is an indicator of hydraulic performance of bentonite in contact with fluids but it is not systematic in case of bentonite-polymer mixture. Bentonite-polymer mixture allows to maintain hydraulic performance of the treated soil under the effect of aggressive fluids.

1. Introduction

Dans le cas des installations de stockage des déchets (ISD), les différentes solutions pour la constitution d'une barrière passive imperméable sont de deux ordres. Soit le niveau imperméable est naturellement présent, soit son absence suppose sa reconstitution par voie artificielle. Une solution consiste à envisager la construction de ce niveau à partir de matériaux doués d'une faible perméabilité. Dans ce cas, l'utilisation de sols traités à la bentonite constitue un moyen efficace en vue du renforcement hydraulique du dispositif d'étanchéité des installations de stockage de déchets. Il se pose alors la question de la durabilité des performances d'une telle barrière de sécurité passive. Les bentonites utilisées dans le cadre du traitement des sols sont des matériaux « métastables » et sont sujettes à évolution en fonction de leurs conditions environnementales (Shackelford, 2000), si des précautions élémentaires ne sont pas respectées (Comeaga, 1998). Les études sur l'hydratation des bentonites (argiles gonflantes à l'eau) ont montré que l'hydratation des cations interfoliaires joue un rôle prédominant et que deux échelles microstructurales sont impliquées : le feuillet et ses agrégats (Jin, 1994; Gaboriau, 1998). Dans le cas des ISD, les divers arrangements des feuillets ont des répercussions sur les propriétés hydrauliques de la bentonite en contact avec des fluides agressifs. L'utilisation des polymères ajoutés aux bentonites (Theng, 1982 ; Ashmawy, 2002 ; Muhammad, 2004 ; Schenning, 2004) leur confère une résistance chimique susceptible d'être mise à profit dans de nombreuses applications du génie civil.

L'objectif de cet article est donc d'étudier les performances hydrauliques d'un matériau traité avec de la bentonite et de la bentonite/polymère en contact avec différents fluides. Après une description rapide de l'appareillage et de la méthodologie d'essai, nous présenterons les expériences qui ont été menées pour ensuite les commenter.

2. Programme expérimental

2.1. Matériau référent, adjuvants et fluides

Le sol utilisé correspond à un matériau granulaire (S_m) de classe B_2, dont la perméabilité à l'eau déminéralisée est voisine de $1{,}6 \times 10^{-5}$ m/s. La bentonite utilisée dans le cadre de ce programme est une bentonite calcique naturelle activée (S) par du carbonate de sodium. En association à cette bentonite, deux polymères hydrosolubles (C1 et C2) ont été retenus pour y être ajoutés lors des opérations de traitement. Ces polymères sont des polyacrylamides.

Pour les besoins de l'expérimentation, le matériau Sm est traité (par rapport à la masse sèche du sol) à une concentration égale à 5,1 % en bentonite S (à sa teneur en eau). D'après un précédent travail de caractérisation hydraulique (Couradin et al., 2008) cette concentration permet d'obtenir un coefficient de perméabilité à l'eau déminéralisée égal à 2×10^{-10} m/s. D'autre part, l'ajout de polymères (C1 ou C2 équivalent en masse sèche) à la bentonite S est réalisé à une concentration égale à 2 % (par rapport à la masse sèche de la bentonite). Cette concentration a été déduite de précédents essais relatifs à la capacité de gonflement libre de différents mélanges bentonite - polymère.

Les quatre fluides utilisés dans le cadre de cette expérimentation se distinguent par leur concentration molaire, et leur composition chimique :

- une solution de chlorure de sodium (NaCl) de faible force ionique (1×10^{-3} M) ;
- une solution de chlorure de calcium ($CaCl_2$) de concentration molaire égale à 0,1M (Jo et al., 2001; Guyonnet et al. 2005) ;
- un lixiviat synthétique (LS) dont les caractéristiques physico-chimiques se rapprochent de celui d'un lixiviat jeune issu d'une installation de stockage de déchets (Comeaga, 1997 ; Roque, 2001) ;
- de l'eau déminéralisée (ED).

Le premier fluide d'essai a été retenu en raison de sa faible force ionique et de la nature de son cation (Na^+). En effet, cette composition est susceptible de limiter les échanges ioniques lors d'un contact prolongé avec la bentonite calcique naturelle activée en sodium (solution dite « neutre »). En revanche, le second fluide a été choisi afin de favoriser les échanges ioniques puisque sa concentration molaire élevée et la nature de son cation (Ca^{2+}) le désigne comme étant un fluide « agressif ».

Toutefois sa composition relativement simple permet de s'affranchir d'une éventuelle compétition entre ions lors des réactions d'échange. Cette simplicité est également opérante dans le cadre d'un programme de chimie analytique, lorsqu'il s'agit de suivre l'évolution chimique de percolats ou plus simplement lorsque les critères d'arrêt des essais de perméabilité se basent sur les caractéristiques physico-chimiques des percolats.

Le lixiviat synthétique (LS), dont les constituants sont récapitulés dans le tableau I, a été formulé pour se rapprocher des caractéristiques moyennes d'un lixiviat jeune. Ces caractéristiques peuvent se résumer à une concentration élevée en composés

ioniques (la conductivité électrique du LS est égal à 10,59 mS/cm) et un pH acide (dans notre cas égal à 5,5). Le choix d'un lixiviat jeune est pénalisant dans le sens où il favorise l'évolution chimique des barrières argileuses. Cette évolution chimique se traduit également par une perte ou dégradation des performances hydrauliques des barrières. Dans le cas des installations de stockage de déchets, ce scénario n'est possible que si la barrière de sécurité active est endommagée dès le début de la phase d'exploitation de l'installation, ce qui n'est pas, a priori, une situation autorisée réglementairement.

Tableau I. Caractéristiques du lixiviat synthétique

Composé	Ca	K	Mg	Na	NH_4	Cl	SO_4	COT
Concentration (mg/l)	1042	665	365	690	720	3474	480	1441

2.2. Principe des expérimentations

Deux types d'essais ont été conduits afin de pouvoir évaluer l'impact de chaque fluide sur le matériau traité dont l'essai de gonflement libre et l'essai de perméabilité.

2.2.1. Essai de gonflement libre des adjuvants

L'essai (selon NF X 84-703) consiste à verser progressivement 2 g de matériau sec (100% du passant à 160 µm) dans une éprouvette graduée contenant 100 ml de solution. Le volume de gonflement directement lu au bout de 24 h représente l'indice de gonflement (IG) de la bentonite (ml/2g).

2.2.2. Essai de perméabilité

La conductivité hydraulique des éprouvettes compactées (selon le projet normatif NF X 30-441) est évaluée en utilisant un perméamètre à paroi rigide (PPR). L'essai consiste à isoler une éprouvette compactée, à une énergie standard égale à celle du Proctor normal, entre deux pierres poreuses placées dans des embases munies de joints toriques. L'ensemble est relié à une bouteille de Mariotte qui permet de contrôler à la fois la charge hydraulique et le volume d'eau entrant. L'essai est conduit à volume et gradient hydraulique constant et se base sur le suivi d'un débit d'écoulement vertical à travers l'éprouvette. La valeur du coefficient de perméabilité de l'éprouvette est celle déterminée en fin d'essai, lorsque les flux entrant et sortant deviennent identiques et stables dans le temps.

La représentation de la perméabilité en fonction de la fraction des vides traversée *(Fv)* permet de déduire une cinétique dans un diagramme $k = f(Fv)$. En effet, la fraction de vide traversée par le fluide correspond au rapport du flux sortant sur le volume total des pores de l'éprouvette.

2.3. Programme expérimental

2.3.1. Indice de gonflement

Des essais de gonflement libre ont été conduits pour estimer la capacité de gonflement de l'adjuvant sous l'action des différents types de fluides. Le tableau II présente le programme d'essai de gonflement sur la bentonite seule et sur de la bentonite/polymère, avec les différents fluides de degré d'agressivité croissant.

Tableau II. Programme d'essai de gonflement

Adjuvant (3 cas)	*soit* S - *soit* S + C1 - *soit* S + C2		
Fluide d'essai	10^{-3}M NaCl	LS	0,1M $CaCl_2$

Tableau III. Programme d'essai de perméabilité

N° Essai	1	2	3	4	5	6	7
Bentonite	S	S	S	S	S	S	S
Polymère	-	-	-	-	-	C1	C2
Saturation	ED	NaCl	$CaCl_2$	NaCl	LS	$CaCl_2$	$CaCl_2$
Ecoulement	ED	$CaCl_2$	$CaCl_2$	LS	LS	$CaCl_2$	$CaCl_2$

2.3.2. Essai de perméabilité

Le tableau III récapitule les sols traités avec différents adjuvants (bentonite, polymère C1 et C2) ainsi que les différents types de fluide utilisés pour les 2 phases de l'essai (saturation et écoulement). Un essai de conformité avec de l'eau déminéralisée en saturation et en écoulement a été réalisé (essai 1).

Les sept éprouvettes (tableau III essai 1 à essai 7) ont été préparées en vue d'étudier l'influence des différents fluides vis-à-vis de la perméabilité du sol S_m traité à la bentonite S (essais 1 à 5) et traité à la bentonite/polymère C1 et C2 (respectivement essais 6 et 7).

Pour optimiser le nombre d'essai, le $CaCl_2$ 0,1M du fait de son agressivité par rapport au LS a été choisi pour la conduite de l'essai de perméabilité du sol traité à la bentonite/polymère (essai 6 et 7).

Les quantités de sol (S_m) et d'adjuvants (S, C1 et C2) ont été préparées simultanément mais séparément pour chaque lot d'essais (bentonite seule ou associée avec le polymère). Les sept éprouvettes ont toutes été compactées à une teneur en eau supérieure à celle définie à l'optimum Proctor du matériau S_m (w_{OPN} = 11,2 %). Après compactage, chaque éprouvette est placée dans un PPR. Toutes les éprouvettes ont été saturées par le bas de la cellule afin de recueillir les percolats en volume sortant par le haut de la cellule.

La phase de saturation de l'éprouvette est considérée comme achevée lorsque les premiers volumes sortants sont observés et lorsque les volumes percolés à travers l'éprouvette sont au moins égaux aux volumes des vides initiaux.

3. Résultats et discussion

3.1. Influence des fluides sur le gonflement

Le tableau IV synthétise les indices de gonflement libre de chaque type d'adjuvant sur la bentonite S et sur la bentonite/polymère en contact avec du NaCl à 10^{-3} M.

Tableau IV. Résultats de l'essai de gonflement libre avec fluide non agressif

Adjuvant	S	S+C1	S+C2
Fluide d'essai	10^{-3}M NaCl	10^{-3}M NaCl	10^{-3}M NaCl
IG (ml/2g)	30	28	27

Dans tous les cas, le gonflement des adjuvants est inhibé par rapport à celui obtenu avec la solution de faible force ionique. L'IG est compris entre 27 et 30 ml/2g avec NaCl à 10^{-3}M contre 8 à 13 ml/2g avec LS et $CaCl_2$ à 0,1 M. En effet, avec ces fluides « agressifs » les IG de la bentonite et des bentonite/polymère sont similaires quel que soit le fluide d'essai.

Tableau V. Résultats de l'essai de gonflement libre avec fluide agressif

Adjuvant	S	S	S+C1	S+C1	S+C2	S+C2
Fluide d'essai	LS	0,1M $CaCl_2$	LS	0,1M $CaCl_2$	LS	0,1M $CaCl_2$
IG (ml/2g)	8	8	12	12	13	12

Lorsqu'il n'y a pas d'inhibition du gonflement, l'indice de gonflement peut être un indicateur de la bonne performance hydraulique des sols traités. En revanche, le contraire n'est pas systématique.

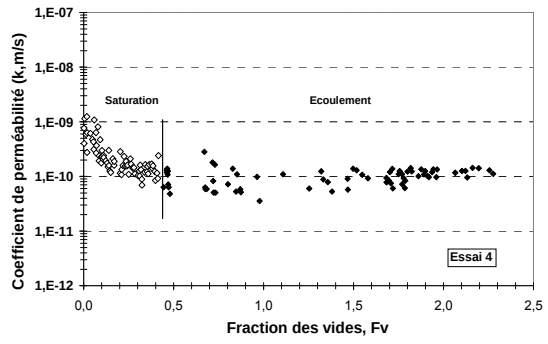
3.2. Influence des fluides sur la perméabilité

La figure 1 représente dans un diagramme $k = f(Fv)$ la cinétique de la perméabilité des essais 4 (figure 1a) et 2 (figure 1b). Dans ce diagramme (Fv) est la fraction des vides sollicités par le fluide de saturation et d'écoulement.

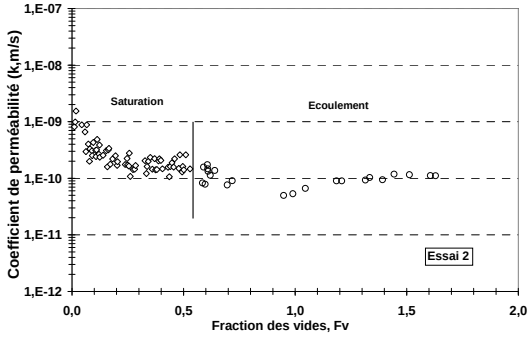
La préhydratation du géomatériau permet de maintenir sa performance hydraulique (essai 2 et 4) pour la durée de l'essai. L'essai 6 et 7 ont été conduit**s** afin de pouvoir comparer l'influence de l'ajout du polymère par rapport à la préhydratation vis-à-vis de la performance hydraulique du géomatériau.

La figure 2 présente l'évolution de la perméabilité en fonction de la fraction des vides lorsque l'éprouvette (traitée à S en figure 2a et S + C1 ou C2 en figure 2b) est soumise dès sa phase de saturation au même fluide (LS ou $CaCl_2$ à 0,1 M) que celui utilisé lors de la phase d'écoulement (essais 3 et 5 en figure 2a et essais 6 et 7en figure 2b).

Quelle que soit la nature du fluide utilisé (figure 2a), les deux éprouvettes présentent les mêmes comportements hydrauliques. En ce qui concerne l'essai 6 et essai 7, leur cinétique de perméabilité présentée par la figure 2b, montre que les comportements hydrauliques des éprouvettes sous l'action du fluide agressif sont similaires indépendamment de la nature du polymère.

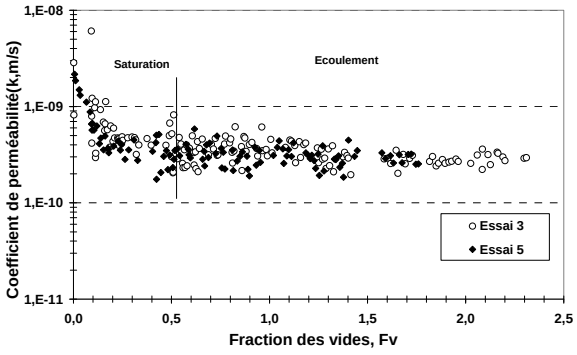


(a)

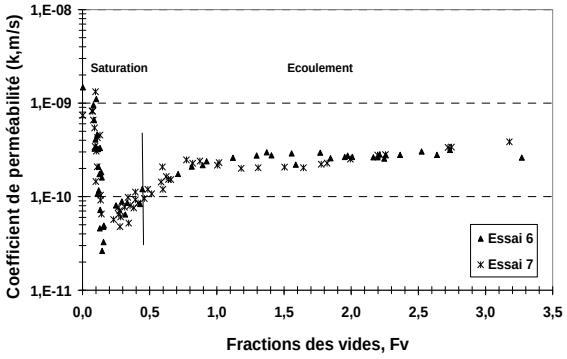


(b)

Figure 1. Evolution de la perméabilité avec préhydratation avec 10^{-3}M NaCl puis écoulement au LS (1a) et au $CaCl_2$ (1b) en fonction de la fraction des vides.



(a)



(b)

Figure 2. Evolution de la perméabilité en fonction de la fraction des vides pour différents fluides.

Les coefficients de perméabilité déterminés en fin d'essai donnent les résultats suivants: $2{,}3 \times 10^{-10}$ et $1{,}8 \times 10^{-10}$ m/s respectivement pour les essais 3 et 5 et $2{,}6 \times 10^{-10}$ et $3{,}9 \times 10^{-10}$ m/s respectivement pour les essais 6 et 7. Ces valeurs de perméabilité sont proches de celles obtenue en fin d'essai 1 (essai avec ED) et appartiennent au domaine des très faibles perméabilités.

De ce fait, l'influence d'une solution ionique dite « agressive » employée dès la phase de saturation des éprouvettes, semble être écartée puisque les performances hydrauliques sont maintenues.

Le tableau VI récapitule les principaux résultats des essais de perméabilité, où k_f représente le coefficient de perméabilité déterminé en fin d'essai. Préalablement, un essai de conformité (essai 1, tableau III) à l'eau déminéralisée (ED) a été effectué pour confirmer la perméabilité du mélange annoncée égale à 2×10^{-10} m/s. Effectivement, ceci a été confirmé.

Tableau VI. Résultats des essais de perméabilité.

N° Essai	1	2	3	4	5	6	7
$k_f \times 10^{-10}$ (m/s)	2,1	1,1	2,9	1,1	2,5	2,6	3,9

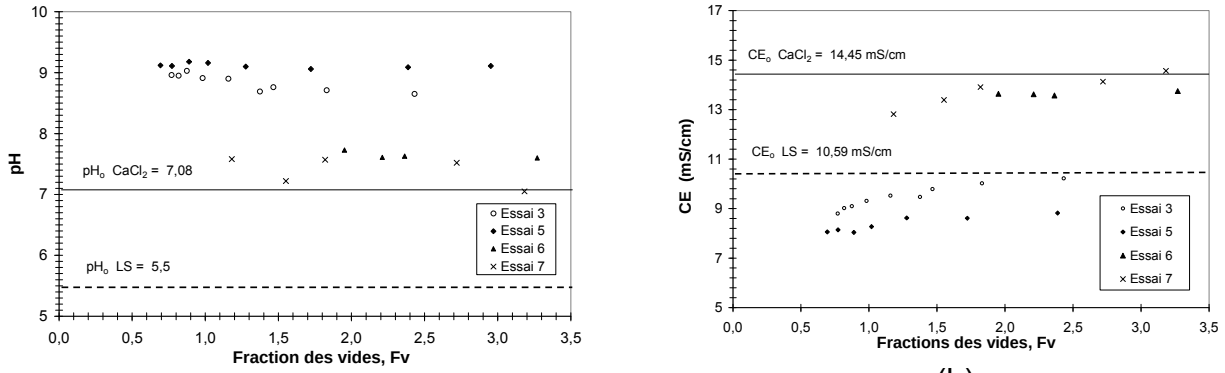
Au vu de ces résultats, la préhydratation et l'ajout de polymère permettent de maintenir la performance hydraulique du géomatériau pour la durée de l'essai. Il semble approprié de conduire une nouvelle série d'essais de perméabilité avec une concentration moindre en bentonite S (p. ex. 3,5 %) en gardant toutefois la même concentration en polymère (C1 ou C2). Cette concentration en bentonite S est ajustée vis-à-vis de la perméabilité du critère réglementaire ($k < 1 \times 10^{-9}$ m/s). Dans le même temps, il serait judicieux de doubler les essais 6 et 7 par des essais de conformité à l'eau déminéralisée. Par ailleurs, il est intéressant d'évaluer le critère d'arrêt des essais non plus au seul regard de la stabilité des flux, mais au regard des caractéristiques physico-chimiques des percolats.

3.3. Influence des fluides sur les caractéristiques physico-chimiques

A partir des mesures des caractéristiques physico-chimiques des percolats, il est possible de représenter graphiquement (figure 3, essais 3, 5, 6, 7) la cinétique de

l'évolution du pH (figure 3a) et de la conductivité électrique (CE, figure 3b) en fonction de la fraction des vides traversée.

La figure 3a indique que le pH des percolats se stabilise dès le début de la phase d'écoulement (les valeurs de pH se répartissent selon un palier) à l'exception de celui issu de l'essai 3 (l'éprouvette traitée à la bentonite est soumise dès sa phase de saturation à la solution de $CaCl_2$ à 0,1M). Dans ce cas, il peut être observé une légère décroissance des valeurs du pH en fonction de la fraction des vides.



(a) (b)

Figure 3. Evolution de l'alcalinité et de la minéralisation du percolat.

En revanche, la figure 3b montre que l'évolution des conductivités électriques des percolats est observable dès la phase d'écoulement des essais. Cette évolution tend vers une valeur seuil égale à la CE du fluide d'essai (percolats issus des essais 6 et 7) ce qui n'est pas le cas pour les percolats issus des essais 3 et 5. Ces deux graphiques permettent d'individualiser les deux séries d'essais menées avec soit la bentonite S (essais 3 et 5), soit la bentonite S avec du polymère C1 ou C2 (essais 6 et 7).

En effet, pour les essais 6 et 7, la stabilisation des caractéristiques physico-chimiques (pH et CE) est obtenue. La CE tend vers une valeur seuil égale à celle du fluide d'essai. De ce point de vue, les caractéristiques physico-chimiques des percolats permettent de différencier l'ajout de polymère ou non à la bentonite.

4. Conclusions

Ce programme d'essais qui consiste à l'étude de la performance hydraulique de sol traité à la bentonite, renforcée par des polymères en contact avec différents fluides, met en évidence des comportements différenciés en fonction des phénomènes observés :

1. le gonflement aux différents fluides agressifs (LS et $CaCl_2$ à 0,1 M) est inhibé par rapport à celui déterminé avec la solution neutre (NaCl 10^{-3} M) ;
2. lorsqu'il n'y a pas d'inhibition du gonflement, l'indice de gonflement peut être un indicateur de la bonne performance hydraulique des sols traités. En revanche, le contraire n'est pas systématique ;
3. la perméabilité déterminée à l'issue des essais de performance est proche de celle obtenue par l'essai de conformité.

Les caractéristiques physico-chimiques des percolats permettent de mettre en évidence un état d'équilibre qui sert de critère d'arrêt de l'essai, pour l'étude des per-

formances hydrauliques des mélanges bentonite/polymère. Cependant, il sera nécessaire de confirmer que cet état physico-chimique traduit l'équilibre ionique réel.

Pour la concentration de la bentonite choisie (5,1%), on a constaté un maintien de la performance hydraulique, suite à une phase de préhydratation. Il est particulièrement intéressant de constater que les éprouvettes saturées par des fluides agressifs présentent les mêmes comportements.

Ce programme se poursuit pour des concentrations moindres en bentonite S (3,5 %), afin de mieux appréhender l'effet des polymères sur le maintien de la performance hydraulique à long terme.

5. Références bibliographiques

Ashmawy A., El-Hajji H., Sotelo N., Muhammad N. (2002) Hydraulic performance of untreated and polymer treated bentonite in inorganic landfill leachates. *Clays and Clay Minerals*, 50 (5), 546 – 552.

Barast G., Razakamanantsoa A., Djeran Maigre I., Didier G. (2008) Etude de la rhéologie et filtration pour caractériser les bentonites calciques activées en vue de renforcement par polymère. *JNGG* (Nantes), 8 pages.

Couradin A., Razakamanantsoa A., Djeran Maigre I., Didier G. (2008) Etude comparative des performances hydrauliques d'adjuvants argileux en traitement de sols. *JNGG* (Nantes), 8 pages.

Comeaga L. (1998) Dispositif d'étanchéité par géosynthétique bentonitique dans les centres de stockage de déchets. *Thèse de Doctorat*, INSA Lyon (France), 297p.

Gaboriau H. (1998) Propriétés des bentonites, *GEO-BENTO Etanchéité par géosynthétiques bentonitiques : Etat de l'art*, (Paris), 2-3/03/1998, 1-15.

Guyonnet D., Gaucher E., Gaboriau H., Pons C.H., Clinard C., Norotte V., Didier G. (2005) GCL interaction with leachate : correlation between microstructure, surface chemistry and perméability*, J. Geotech. and Geoenvir. Engrg* 131(6), 740-749.

Jo H.Y. (2001) Hydraulic conductivity and swelling of nonprehydrated GCLs permeated with single-species salt fluids*, J. Geotech. and Geoenvir. Engrg*, 127, (7), 557-567.

Jin H. (1994) Etude expérimentale du comportement des suspensions de bentonite au cours des forages, *Thèse de Doctorat*, INPL (France), 129 pages.

Kolstad D.C., Benson G.H, Edil T., (2004) Hydraulic conductivity and swell of non prehydrated geosynthétic clay liners permeated with multispecies inorganic fluides, *J. Geotech. and Geoenvir. Engrg*, 130 (12), 1236 – 1249.

Muhammad N. (2004) Hydraulic, diffusion and retention characteristics of inorganic chemicals in bentonite. *PhD*. University of South Florida (USA). 231 pages.

Roque M. (2001) Transfert advectif et diffusif de polluants inorganiques dans les barrières d'étanchéité minérales présentes dans les centres de stockages de déchets, *Thèse de Doctorat,* INSA Lyon (France), 697 pages.

Schenning J.A. (2004) Hydraulic performance of polymer modified bentonite. *Master Thesis*. University of South Florida (USA), 129 pages.

Shackelford C., Benson C., Katsumi T., Edil T., Lin L. (2000) Evaluating the hydraulic conductivity of GCLs permeated with non-standard liquids. *Geotextiles and Geomembranes*, 18, 133-161.

Theng B. K. G. (1982) Clay polymer interactions: summary and perspectives, *Clays and Clay Minerals*, 30 (1), 1-10.

ENSEIGNEMENTS DES PRECHARGEMENTS REALISES SUR LE SITE DE MONTOIR DE BRETAGNE DEPUIS 1999

LESSONS LEARNED FROM ALL PRELOADING OPERATIONS CARRIED OUT AT MONTOIR DE BRETAGNE SINCE 1999

Bruno SIMON[1], Michel CLORENNEC[2]
1 TERRASOL, Montreuil sous Bois, France,
2 PORT AUTONOME DE NANTES SAINT NAZAIRE, France.

RÉSUMÉ – Une dizaine d'opérations de préchargement ont été menées depuis 1999 dans un secteur géographique limité. La diversité des chargements opérés et des conditions de drainage réalisées a permis de dégager quelques traits caractéristiques du comportement en grand des alluvions compressibles du site et valider des modèles numériques aptes à éclairer la conception des ouvrages futurs.

ABSTRACT – About ten preloading operations have been carried out at a same site with different loading stages and drainage conditions. Analysis of this full set of data proved helpful to outline some specific features of the in situ behaviour of soft silty clay and to calibrate the numerical models using standard constitutive laws that will be used for the design of all coming work constructions.

1. Introduction

Les plateformes portuaires du site de Montoir de Bretagne ont été constituées par endiguement du chenal et remblaiement hydraulique sur la période 1970 à 1980. Le site est marqué par l'importance des dépôts vaseux fortement compressibles qui comblent le paléo-chenal creusé par la Loire dans les formations armoricaines. La topographie de cette surface détermine des variations d'épaisseur de quelques mètres à une trentaine de mètres.

Depuis 1999, le Port Autonome de Nantes Saint Nazaire a engagé une dizaine d'opérations de préchargement dont l'objectif est de traiter certaines parcelles pour qu'elles puissent accueillir des entrepôts logistiques (Figure 1).

L'ensemble des mesures réunies constitue une référence expérimentale de premier ordre sur le comportement global des assises compressibles, sous différentes intensités de charges et selon différentes conditions de drainage.

2. Conditions stratigraphiques

Les sols rencontrés sont de trois origines distinctes (Dupain, 1981) :

- Sédimentaire liée au remplissage de la paléo-vallée de la Loire lors de la dernière transgression post glaciaire ; ils sont constitués de sables et de vases ainsi que de « Jalle » dénomination locale qui désigne un complexe sédimentaire formé d'une alternance de lits d'argile d'épaisseur centimétrique et de lits de sables fins d'épaisseur millimétrique. Compte tenu du relief tourmenté du paléo-lit, l'épaisseur des sédiments est très variable et peut dépasser 40 m ;

- Sédimentaire liée au colmatage des vasières latérales qui a accompagné la réalisation d'épis transversaux pour stabiliser le chenal de navigation depuis 1933 jusqu'à l'achèvement de la digue de Montoir en 1977 ; Il s'agit de vases très molles dont l'épaisseur peut atteindre 3 à 6 m selon les secteurs.
- Artificielle par mise en place d'un remblai de sable par voie hydraulique jusqu'à +7,5 CM (zéro CM correspond à -3,16 NGF IGN69 sur le site de Montoir).

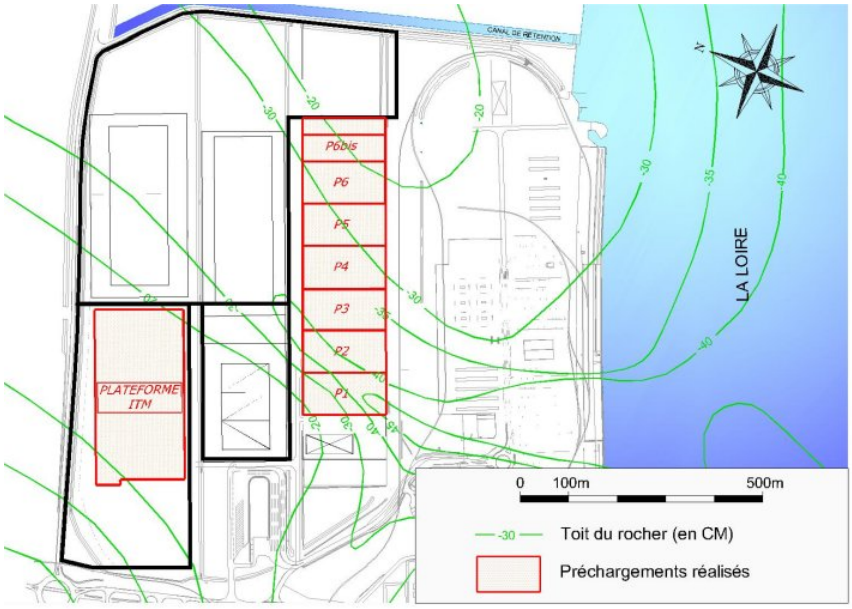


Figure 1. Implantation des zones préchargées et carte du toit du rocher.

3. Préchargement projet ITM (1999-2000)

Cette zone a fait l'objet d'un préchargement en référence à un projet d'entrepôt appliquant une surcharge d'exploitation 25 kPa au niveau fini +8,5 CM. Des drains plats avaient été installés en préalable selon une maille 2,2 x 2,2 m^2.

L'interprétation des observations recueillies durant ce préchargement a établi :

- Le tassement moyen était de 1,2 m pour des hauteurs de surcharge au dessus du TN comprises entre 4,7 m et 6,0 m ;
- Des écarts importants ont été observés entre plaques (0,26 m à 1,39 m) qui ont pu être attribués, après réalisation de pénétromètres, à la présence d'un dôme sableux se substituant aux alluvions argileuses, non identifié par les reconnaissances préalables faites selon une maille approximative 80 x 80 m^2. Les tassements très faibles en partie centrale ont entraîné une fissuration longitudinale du remblai de préchargement (par effet d'extension) ;
- Ailleurs, l'écart entre les mesures et la prédiction demeurait compris entre -10% et +20%, plage conforme à la dispersion des valeurs du facteur de compressibilité oedométrique, autour de la valeur moyenne: $c_c/(1+e_0) = 0,23$;
- La consolidation estimée en référence au tassement s'est révélée comprise entre 90 et 95% au terme d'une période sous charge constante comprise entre 6 et 9 mois selon les zones ;
- La valeur du coefficient de consolidation radial c_r établi selon la méthode d'Asaoka (1978) a fourni des valeurs voisines de 2,5 10^{-7} m^2/s, en accord avec l'ordre de grandeur obtenu sur les opérations précédentes (terminaux méthanier et charbonnier, plot SCAC).

4. Préchargement P1 à P6 sans drains (1998-2002)

Cette zone a été préchargée selon des hauteurs successives variables entre 1998 et 2002, sans mise en place préalable de drains. Les hauteurs maximales de surcharge sont voisines de 6 m.

Les relevés ont été analysés selon la méthode d'Asaoka afin d'établir les tassements finaux prévisibles et les valeurs du paramètre combiné de consolidation c_v/H^2 rendant compte de l'évolution des tassements sous charge constante : celui d'une couche homogène (dont le chemin de drainage serait H et dont le coefficient de consolidation c_v demeurerait constant durant la période) qui montrerait la même évolution du tassement en fonction du temps que les plaques.

4.1. Préchargement P1

Les tassements finaux estimés sont identiques à ceux d'une couche homogène d'argile descendant à la cote -20 CM bien que le toit du rocher soit placé entre -20 et -40 CM. Il apparaît ainsi que le préchargement mené sans drains n'a sollicité qu'une fraction du profil complet des alluvions.

Pour des surcharges d'au moins 4 m, le facteur composé c_v/H^2 est trouvé voisin de $1{,}5.10^{-3}$ j^{-1}. Une valeur comparable est obtenue pour les parcelles P3 à P6, ce qui montre que l'épaisseur de la tranche argileuse mobilisée par ce préchargement est d'épaisseur comparable en dépit du fait que la hauteur totale d'alluvions varie entre 25 m et 45 m. Le facteur c_v/H^2 est plus élevé sous un remblaiement intermédiaire, soulignant également la décroissance du coefficient c_v quand la charge appliquée augmente.

En référence aux observations antérieures, la couche argileuse équivalente aurait une épaisseur voisine de 8 m si on suppose l'argile isotrope ($c_v = c_r$). Le résultat s'accorde cependant tout autant, il faut le noter, avec l'épaisseur (~8 m) sur laquelle la consolidation peut progresser en deux années (durée de la dernière phase de remblaiement) dans une couche de très forte épaisseur et de même coefficient c_v.

4.2. Influence d'une décharge

La décharge opérée en 1999 sur P3 et P4 a permis de réduire la pente de fluage à seulement 0,12 m/cycle log entre mai 1999 et septembre 2001, celle-ci atteignait 0,93 m/cycle log juste avant décharge (mesures présentées sur la Figure 3). Pour un toit du rocher à -35 CM, soit 40 m d'alluvions, le coefficient de fluage $c_\alpha/(1+e)$ apparent est 0,003. La comparaison de cette valeur à celle attribuée à l'argile normalement consolidée (valeur comprise entre 0,01 et 0,02) traduit le vieillissement provoqué par le préchargement.

Ceci s'inscrit bien dans le cadre du schéma de Bjerrum (1967) selon qui un préchargement conduit à un « vieillissement » apparent du matériau, avec une baisse significative de la vitesse apparente de fluage.

5. Préchargement P1 à P6bis avec drains (2005-2008)

5.1. Modèles initiaux de calcul

En 2004, la surcharge de projet ayant été réévaluée, les préchargements atteints ont été jugés insuffisants. Un nouveau projet a été élaboré en association avec un réseau de drains verticaux visant une consolidation d'au moins 90% en trois mois. Les hauteurs de surcharge à mettre en œuvre ont été déterminées à l'aide d'un modèle aux éléments finis d'une colonne de sol. La stratigraphie retenue était celle inférée de l'interprétation des préchargements sans drains : elle associait un horizon supérieur argileux se consolidant de manière différée et un horizon inférieur supposé se consolider au fur et à mesure de l'application des charges.

La loi de comportement adoptée pour les deux horizons, « *Soft soil creep* » (Plaxis, 2002) permet la prise en compte simultanée de la consolidation et du fluage des couches. Le calcul est conduit en grandes déformations et intègre l'effet de déjaugeage progressif des terrains initialement émergés.

Les valeurs suivantes ont été adoptées pour l'argile (γ = 15 kN/m^3) après synthèse des données disponibles sur le site (essais d'identification et oedométriques et nivellement des plateformes sur une période de 5 à 10 ans) :

$c_c/(1+e_0)$ = 0,23 c_c/c_s = 7 $c_s/(1+e_0)$ = 0,033 $c_\alpha/(1+e_0)$ = 0,0125 k = 3x 10^{-4} m/j

Le modèle de chaque parcelle a pu être calé sur la courbe du tassement en fonction du temps lors du préchargement sans drains, en ajustant uniquement le degré de surconsolidation OCR sur une plage 1,5 à 3,15, selon la parcelle considérée. Le paramètre OCR = σ_c'/σ_v' traduit le vieillissement qu'a entraîné le fluage depuis que chaque couche s'est déposée. La valeur théorique pour des dépôts âgés de 3000 à 6000 ans est estimée voisine de 3. Il a été observé que la valeur OCR est très sensible au choix du facteur de recompression c_s: une faible variation de celui-ci entraînant une variation importante de OCR.

Les modèles obtenus se sont révélés aptes à décrire le comportement global de chacune des parcelles sur une période totale de plus de 6 ans (Figures 2 et 3).

5.2. Préchargement P1 à P3 avec drains

5.2.1. Constatations

Le préchargement a été mis en place en février 2005 après arasement des parcelles au niveau +7,5 CM et réalisation d'un réseau de drains verticaux selon une maille carrée 1,2 x 1,2 m^2. Les drains d'une longueur de 20 m sont descendus à la cote -12,5 CM.

Les tassements mesurés en partie centrale, après 9 mois de préchargement, sont compris entre 1,5 et 2,0 m.

Les hauteurs mises en place se sont révélées supérieures à la hauteur projetée du fait du tassement « instantané » qui a accompagné l'application des charges. L'écart est plus important au droit des files davantage préchargées par le passé, (part du tassement de recompression plus importante), que sous une file moins préchargée où les tassements de première compression, plus lents, sont plus importants.

L'exploitation des courbes de tassement des plaques par la méthode d'Asaoka a permis d'établir que la consolidation atteinte en novembre 2005 était partout supérieure à 90%.

La pente d'ajustement obtenue a été interprétée en référence soit à :

- un schéma de consolidation uniquement radial ; le coefficient de consolidation obtenu (c_r ~ 1,2 10^{-7} m^2/s) est la moitié de la valeur reconnue pour les autres préchargements opérés sur le site de Montoir (terminal charbonnier, parcelle ITM) ;
- un schéma de consolidation uniquement vertical (chemin de drainage de longueur H) ; le paramètre composé de consolidation (c_v/H^2 ~ 6,9 10^{-3} j^{-1}) est notablement plus élevé que celui établi lors de l'interprétation des premières phases de préchargement sans drains.

En réalité, les deux schémas de consolidation peuvent coexister dans le cas présent, l'un uniquement radial sur la hauteur des drains et l'autre vertical sous la base des drains. Ceci explique pourquoi le facteur c_r obtenu en considérant que toute la consolidation est radiale, est inférieur à celui vérifié expérimentalement sous la plateforme ITM ou le terminal charbonnier.

Un deuxième facteur peut également être avancé pour justifier cet écart : du fait de la maille très serrée des drains adoptée, la zone de sol remaniée autour de chaque drain dont la perméabilité est inférieure à celle du sol intact prend une importance relative plus grande pour une maille serrée que pour les mailles de référence des parcelles ITM (2,2 m) ou du terminal charbonnier (2,45 m).

Du fait de la maille serrée adoptée et de l'allongement à 9 mois de la durée du préchargement, la consolidation radiale est devenue au final négligeable devant la consolidation verticale sous les drains. En attribuant ainsi le facteur c_v/H^2 calé sur la période finale à la couche de hauteur 2H = 15 m sous la base des drains, le coefficient de consolidation des niveaux argileux profonds serait estimé égal à 4,5 10^{-6} m^2/s. Cette valeur est 20 fois plus forte que celle attribuée aux niveaux argileux de surface. Ce rapport est comparable à celui observé sur les valeurs t_{50} obtenues lors des essais de dissipation à la pointe piézocône. Ceci peut valider que les niveaux plus profonds possèdent une capacité de consolidation plus élevée que les niveaux de surface.

5.2.2. Révision des modèles initiaux

Les tassements après réalisation des drains se sont révélés plus élevés que ceux fournis par les modèles calés sur les observations faites durant plus de 6 ans sans drains. Ceci a fait réviser la compressibilité des niveaux inférieurs identifiés jusqu'ici à des alternances sable/argile. En effet, en considérant que la compressibilité des passages argileux pouvait être valablement représentée par la valeur $c_c/(1+e_0)$ = 0,23, il est apparu que les tassements totaux atteints s'accordaient à cette compressibilité sous réserve de considérer une épaisseur totale d'argile égale à celle du profil.

La Figure 2 présente la comparaison des mesures au centre de P1 depuis 1998, aux résultats du modèle Plaxis initial (couche argile H = 14 m et alternances) et d'un modèle actualisé considérant une épaisseur totale d'argile 33 m. Elle montre que le modèle homogène associé à un drainage jusqu'à -28 CM fournit un accord satisfaisant avec les mesures : sous la dernière étape de préchargement (durée 9 mois) le tassement augmente de 1,51 m, durant la même période le tassement mesuré est 1,65 m.

La Figure 3 présente la comparaison des mesures au centre de P3 depuis 1998 aux résultats du modèle Plaxis initial (couche argile H = 6 m et alternances) et d'un modèle actualisé considérant une épaisseur totale d'argile 42 m. Le modèle homogène associé à un drainage effectif jusqu'à -37 CM est également mieux en accord avec les mesures faites durant la dernière étape de préchargement. Un calage encore meilleur est toutefois obtenu en considérant des valeurs révisées du coefficient

de compressibilité en première compression $c_c/(1+e_0)$ = 0,35 (au lieu de 0,23) et en recompression (c_c/c_s = 4 au lieu de 7) : sous la dernière étape de préchargement le tassement calculé augmente de 1,77 m, durant la même période le tassement mesuré est 1,83 m. La valeur $c_c/(1+e_0)$ révisée s'inscrit en borne supérieure de la plage définie par tous les essais oedométriques disponibles.

Dans les deux cas les modèles révisés sous-estiment d'au moins 0,5 m le tassement durant les phases précédentes de préchargement où le drainage était uniquement vertical.

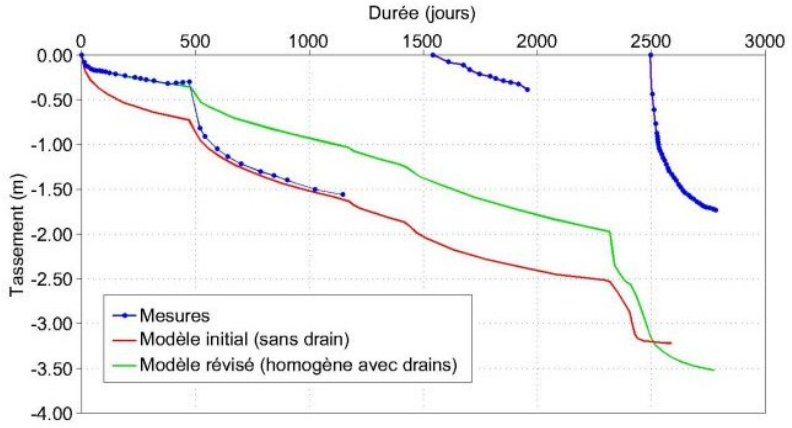


Figure 2. Comparaison des modèles initial et révisé aux mesures de P1.

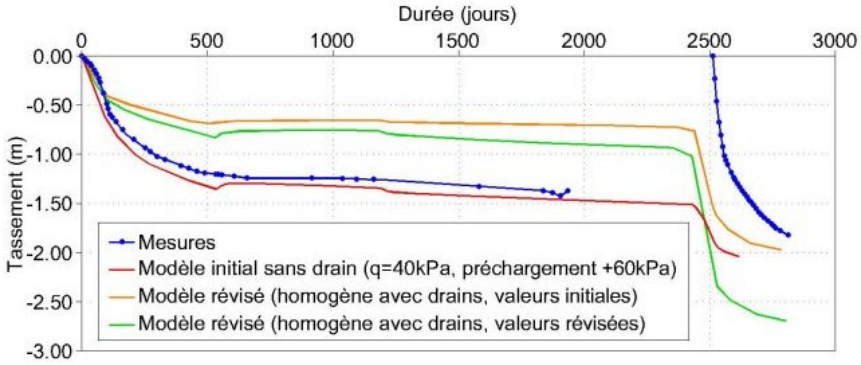


Figure 3. Comparaison des modèles initial et révisé aux mesures de P3.

5.2.3. Interprétation

La réalisation de drains qui ne pénétraient que partiellement le profil des alluvions jusqu'à la cote -12.5 CM, a modifié radicalement le comportement des niveaux inférieurs, qui apparaissaient peu compressibles jusqu'alors. Ceux-ci se révèlent d'une compressibilité équivalente à celle attribuée à l'argile rencontrée en tête. La différence de comportement entre les niveaux supérieurs et inférieurs se réduit ainsi à une différence de capacité de consolidation, celle des niveaux inférieurs pouvant se trouver notablement accélérée après réalisation des drains bien que ceux-ci n'aient atteint que le sommet de l'horizon. Cette interprétation se trouve étayée par :

- le fait que le coefficient de consolidation des niveaux argileux profonds a été estimé 20 fois plus élevé que celui des niveaux de surface sur la base de l'interprétation de l'évolution ultime constatée sous P1 à P3 ;

- les quelques valeurs t_{50} qui ont pu être déterminées lors des essais de dissipation à la pointe piézocône sous la cote -12 CM et qui se sont effectivement révélées plus faibles que celles mesurées à moindre profondeur.

La réalisation des drains verticaux a libéré la consolidation de ces niveaux profonds en rétablissant un exutoire à travers les couches de surface dont le tassement important avait réduit de manière drastique la perméabilité.

5.3. Préchargement P4 à P6bis avec drains

5.3.1. Constatations

Les hauteurs de préchargement au-dessus de la cote +7,5 CM ont été estimées à 10 m pour la surcharge de projet fixée ici à 50 kPa.

Les drains implantés selon une maille de 2,2 x 2,2 m^2 ont été descendus à -17,5 CM, soit une profondeur limitée à 25 m sous le niveau +7,5 CM.

Le préchargement démarré en août 2005 a été terminé en juillet 2006. En septembre 2007, les tassements étaient plus importants aux extrémités Ouest (> 2,5 m) et Est (de 3 à 4 m) et correspondaient aux parcelles P4 (déchargée fin 1999) et P6bis (jamais préchargée). Les tassements plus réduits de la zone centrale (< 2,2 m) correspondent aux parcelles qui sont demeurées préchargées jusqu'en 2005.

5.3.2. Interprétation

Trois comportements différents ont été distingués :

- celui de la parcelle P4, qui a été déchargée dès 1999 et pour laquelle un modèle géotechnique révisé de manière comparable à P3 permet de prédire les tassements observés ;
- celui des parcelles P5 et P6, qui sont demeurées préchargées jusqu'en 2005 et dont les tassements observés concordent avec le projet de préchargement réalisé (cote maximale +18 CM, tassement calculé 2,0 m, tassement extrapolé selon Asaoka 2,2 m) ;
- celui de la parcelle P6bis, qui subit un premier préchargement, et pour laquelle le modèle de calcul utilisé a permis de prédire convenablement les tassements effectivement mesurés (cote maximale +18,0 CM, tassement calculé 3,5 m, tassement extrapolé selon Asaoka 3,8 m).

5.3.3. Enseignements complémentaires fournis par les essais à la pointe piézocône

Les piézocônes réalisés avant et après le préchargement complémentaire ont montré une consolidation significative des niveaux argileux jusqu'à la base des drains (-17,5 CM). Celle-ci se traduit par l'augmentation de la résistance q_c des niveaux argileux par un facteur 1,5 (Figure 4). Cette augmentation s'accorde avec une consolidation complète sous la charge apportée :

- supplément de contrainte dû au préchargement : $\Delta\sigma$ = 140 kPa
- gain de cohésion non drainée : $\Delta c_u = 0{,}25\ \Delta\sigma$ = 35 kPa
- gain de résistance au pénétromètre $\Delta q_c = 15\ \Delta c_u$ = 525 kPa

6. Conclusions

Les opérations de préchargement menées sur le site de Montoir de Bretagne constituent un ensemble de données uniques qui a permis d'élaborer un modèle de comportement de la fondation alluviale, apte à rendre compte des tassements ob-

servés lorsque le drainage était uniquement vertical ou lorsque celui-ci a été facilité par la réalisation de drains verticaux, limités aux horizons supérieurs.

Les modèles, précisés au fur et à mesure des opérations successives, englobent à la fois la consolidation et le fluage, qui est une caractéristique des sols rencontrés ; ils rendent compte également de l'écrouissage provoqué par les opérations de déchargement intermédiaire.

Un point important mis en lumière est la réduction marquée du coefficient de consolidation verticale c_v lorsque la contrainte effective augmente, phénomène qui a pu bloquer la consolidation des niveaux inférieurs sous les préchargements opérés sans drains.

Il a également été établi :

- la bonne représentativité de la valeur c_r = 2,0 10^{-7} m^2/s pour caractériser la consolidation radiale autour de drains verticaux implantés selon des mailles de 2 m ou plus ;
- l'efficacité de l'écrouissage obtenu en fin de préchargement pour réduire les déformations de fluage ultérieures ;
- la nécessité de considérer une plage de variations des paramètres de compressibilité et de recompression pour la simulation des ouvrages futurs ;
- l'intérêt des reconnaissances à la pointe piézocône pour caractériser les profils, différencier de manière fine les capacités de consolidation des différents niveaux mais également valider les opérations de préchargement par le constat du gain obtenu de résistance des niveaux argileux.

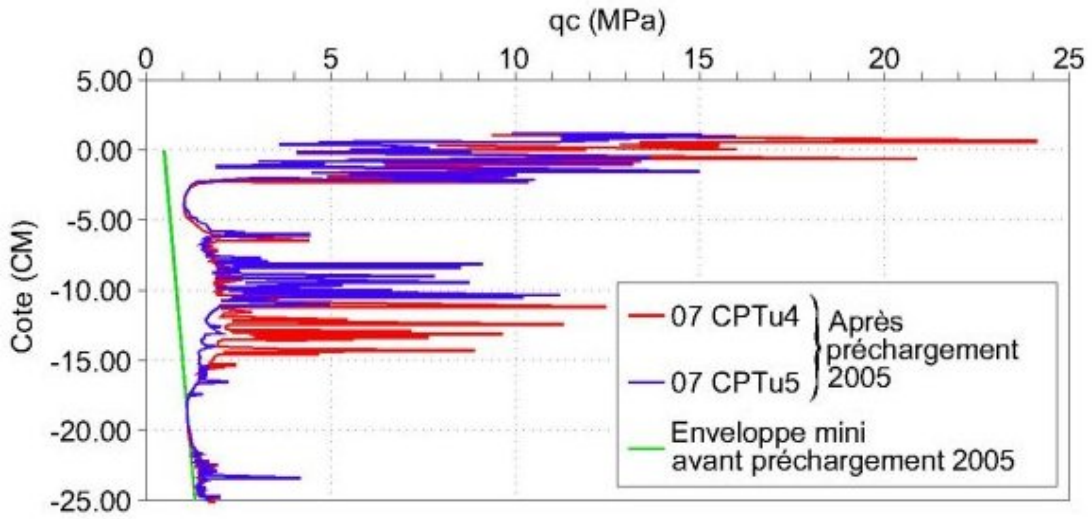


Figure 4. Comparaison des profils piézocône avant et après consolidation.

5. Références bibliographiques

Asaoka A., (1978), Observational procedure of settlement predictions, Soil and Foundations, vol. 18, n° 4. 87-101

Bjerrum L., (1967), 7th Rankine lecture. Engineering geology of normally consolidated marine clays as related to settlements of buildings, Géotechnique, Vol.17, 2 82-118

Dupain R., (1981), Effets de l'endiguement de la rive nord de l'estuaire de la Loire, Revue Française de Géotechnique n° 14bis, 28-33

Plaxis, (2002), Version 8, Material models manual, 6(1-16)

DEBLAI DE CHABRILLAN - LGV MEDITERRANEE – DRAINAGE PROFOND PAR DRAINS ELECTROPNEUMATIQUES

CHABRILLAN EXCAVATION SLOPE – LGV MEDITERRANEE – DEEP PUMPING UP BY ELECTROPNEUMATICS DRAINS

Vincent TALFUMIERE[1], Gilles MARCHADIER[1], Yahel SZERMAN[1], Sébastien BOMONT[2]
1 SNCF, Saint Denis, France
2 TPGEO, Fontaines, France

RESUME – Suite à la découverte d'un glissement au sein du déblai de Chabrillan, situé aux abords des voies de la LGV méditerranée, un an avant son ouverture en 2000, 600 000 m^3 de sol ont été terrassés. Les mouvements résiduels ont nécessité un confortement par drainage. Un système de pompage innovant de drains électropneumatiques® a alors été installé par l'entreprise TPGEO pour la première fois en France.

ABSTRACT – Just before opening the "LGV Méditerranée" railway line, in the year 2000, a landslide has been discovered in the Chabrillan (100 km in the south of Lyon) excavation slope. An excavation works of about 600 000 m^3 of soil reduced the grand movement. Then, to stop residual movements, an innovative pumping system of electropneumatics drains® has been setting up by TPGEO company, for the first time in France.

1. Introduction

Le déblai de Chabrillan (Figure 1), d'une trentaine de mètres de hauteur, a été terrassé en 1997-98 lors de la réalisation de la ligne à grande vitesse du TGV Méditerranée Paris - Marseille, dont la vitesse d'exploitation est de 300 km/h. En Juin 2000, soit un an avant la mise en service de la ligne, il a été constaté des déformations de la chaussée située très en amont du talus côté V1, environ 200 m, ainsi que des fissures dans le talus.

Les fissures, d'ouverture centimétrique, se sont rapidement étendues sur plusieurs mètres de long. De plus, les mouvements enregistrés par les tubes inclinométriques, installés à la suite de ces observations ont révélé des déplacements vers la voie de l'ordre de 1 mm par jour. Suite à l'instrumentation complémentaire mise en place, deux surfaces de glissements ont été mises en évidence mobilisant un volume global de sol en déplacement d'environ 1 200 000 m^3. Les études menées immédiatement ont conduit au terrassement de 600 000 m^3, réalisé en Avril et Mai 2001. Cette opération, visant au déchargement des éléments moteurs, a permis d'arrêter totalement les mouvements de la surface de rupture haute et de diminuer de façon très importante les mouvements de la surface de rupture profonde, dont l'activité est passée de 1 mm par jour à 20 mm par an environ. L'ouverture de la ligne à l'exploitation était ainsi rendue possible en toute sécurité.

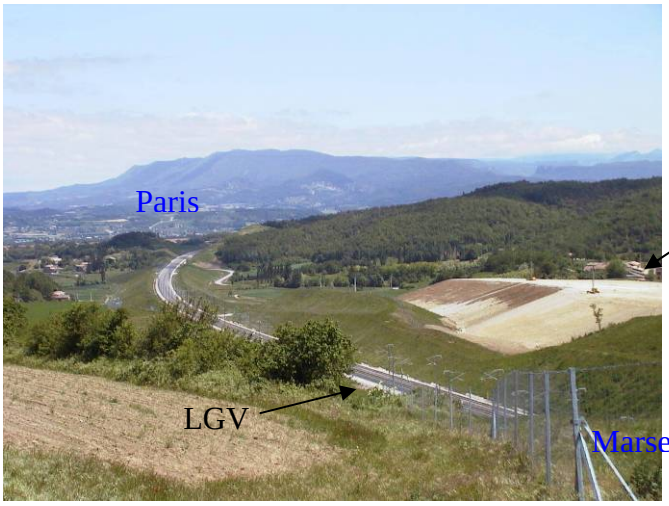


Figure 1. Déblai de Chabrillan

La solution retenue pour parfaire le confortement et traiter le mouvement résiduel de la surface de rupture basse, mis en évidence par les inclinomètres, consistait à rabattre la nappe circulant dans le talus. Cette nappe, présente aux environs de 10 à 25 m de profondeur par rapport à la surface de la zone terrassée (276 NGF), appelée « le carreau », dans les calcaires argileux et karstiques de l'Oligocène ne pouvait être évacuée gravitairement à cause de la profondeur de celle-ci. Ainsi une solution innovante de pompage par drains électropneumatiques, développée et brevetée par l'entreprise TPGEO, a été déployée pour la première fois en France.

Ce système de drainage fonctionne grâce à de l'air comprimé, produit et conservé dans un compresseur situé dans une chambre en surface, puis envoyé dans des drains. Ceci a pour effet de chasser l'eau qui entre dans les pompes sous la pression ainsi exercée.

Le chantier a été réalisé de Décembre 2006 à Mars 2007. Le rabattement a débuté fin mars 2007, il est suivi par télégestion et fait état aujourd'hui d'un débit moyen d'environ 2 m^3 par jour.

2. Contexte géologique de la zone du déblai

De la base au sommet, les formations géologiques composant le site de Chabrillan (figure 2), sont :

- Les marnes de l'Oligocène inférieur, appelés marnes bariolées ou marnes vertes, dans laquelle se développe la surface de rupture la plus profonde ;
- Les calcaires lacustres de l'Oligocène supérieur, présentant des alternances marno-calcaires à la base, ne dépassant pas dans ce secteur 5 à 6 m ;
- Les calcaires coquilliers, du Burdigalien, Miocène, séparés des calcaires lacustres par un niveau argileux. Cette formation est karstique et son épaisseur est d'environ 5 m ;
- Les marnes noires du Burdigalien, d'environ 2 m d'épaisseur dans laquelle la surface de rupture superficielle « dite haute » s'est développée ;
- La molasse gréseuse et sableuse dont l'épaisseur peut dépasser 10 m.

Les couches présentent un léger pendage d'environ 15° d'orientation Sud/Sud-Est Nord/Nord-Ouest.

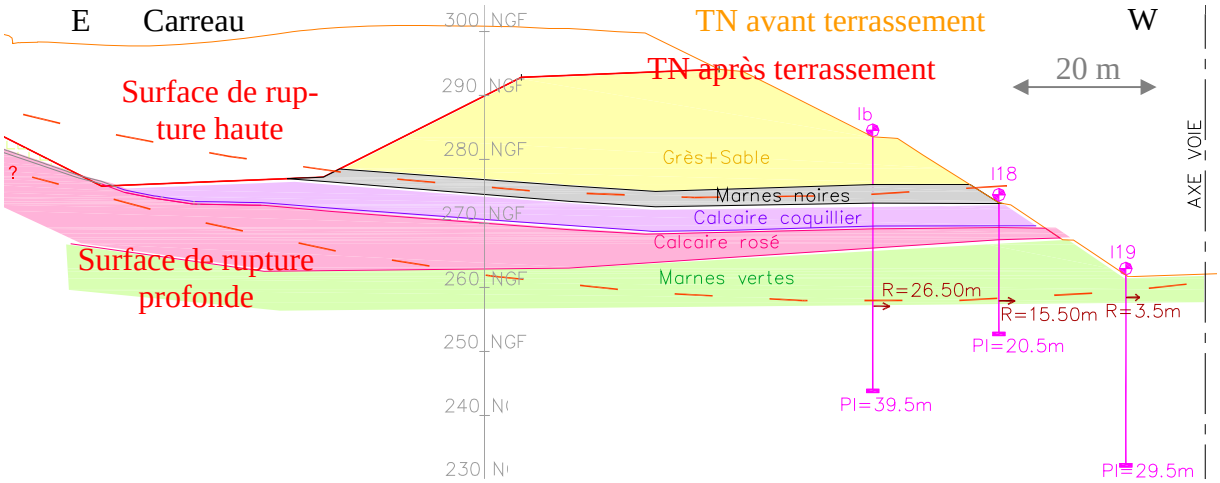


Figure 2. Coupe géologique du déblai au Km 530+365

Une nappe est présente dans les Calcaires lacustres roses et les calcaires coquilliers du Burdigalien à la cote 265 NGF en moyenne, soit environ 27 m sous la crête de talus côté V1.

3. Instrumentation du déblai de Chabrillan

Depuis avril 2001, l'ensemble du déblai a fait l'objet de l'instrumentation suivante :

- 35 tubes inclinométriques dont la fréquence de mesure est mensuelle,
- 25 piézomètres dont la fréquence de mesure est mensuelle,
- un relevé topographique dont la fréquence de mesure est trimestrielle.

Ainsi, suite aux terrassements de la zone du carreau de 2001, les inclinomètres ont mis en évidence l'arrêt des mouvements générés par la première surface de rupture dite « haute ».

Cependant entre les Km 530+240 et 530+582, les repères situés dans le talus indiquaient un mouvement planimétrique de l'ensemble du talus de l'ordre de 10 mm/an de avril 2001 à avril 2005 orienté vers la plateforme.

Les mesures topographiques indiquent de 2001 à 2005:

- Un soulèvement moyen de la plateforme de 5 mm/an entre les Km 530+290 et 530+470 ;
- Un soulèvement moyen de 12 mm /an entre les Km 530+330 et 530+380.

Au niveau du profil du Km 530+365, la surface de rupture profonde est mise en évidence par les inclinomètres. L'inclinomètre I19 (Figure 2) enregistre la surface de rupture à 3,5 mètres de profondeur sous la plateforme, avec une activité de 16 mm/an. En amont, cette surface de rupture, se développant dans les marnes bariolées, est identifiée par l'inclinomètre I18 à 15,5m de profondeur. Elle est également observée sur un inclinomètre situé à proximité de la route en amont et sur un inclinomètre en crête de merlon.

Ces mesures ont permis de constater que la surface de rupture profonde était toujours active.

Les piézomètres indiquaient, quant à eux, un battement de la nappe de l'ordre de 10 m en fonction des épisodes pluvieux. Cette importante variation de niveau est due à la perméabilité de fracture de cet aquifère karstique. Les mouvements du talus et les mesures de l'activité du glissement se corrèlent avec les variations de pluviosité. En effet l'activité est ralentie en période sèche et s'accentue en période de fortes pluies.

Il est ainsi apparu que le niveau de la nappe jouait un rôle prépondérant sur l'activité du glissement.

Suite aux calculs réalisés à l'aide du logiciel TALREN, les résultats obtenus ont montrés que le coefficient de sécurité était inférieur à 1,5 en l'absence de rabattement. Celui-ci passe au-dessus de 1,5 avec un rabattement de 7 m. Ainsi, en maintenant le niveau de la nappe à un niveau bas par un système de drainage suffisamment efficace, le glissement serait ralenti et pourrait être stoppé à long terme.

4. Choix du drainage sur le site de Chabrillan

Le confortement complémentaire par drainage du déblai de Chabrillan cherche à atteindre un rabattement de 5 à 10 m de profondeur. La profondeur de la nappe à drainer étant supérieure à 10 m de profondeur, la mise en place d'un dispositif d'évacuation gravitaire ne pouvait suffire.

Différentes possibilités furent envisagées :

- la mise en place de pompes électriques pour chaque forage. Cette option représente un entretien très contraignant et un coût important à cause du nombre de forages nécessaires dans le cas du déblai de Chabrillan et des faibles débits à extraire ;
- le déploiement d'un réseau de drains rayonnants permettant de collecter les eaux jusqu'à un puits central, équipé d'une pompe électrique. Cette solution présentait des difficultés de réalisation et un coût très important.
- La concentration des eaux de plusieurs drains siphons® vers un seul puits exutoire équipé d'une pompe de relevage. Ce procédé ne permettait pas d'atteindre les profondeurs de la nappe par endroit ; de plus le puits exutoire représentait un ouvrage de génie civil d'ampleur très importante. Il a donc été envisagé de remplacer le puits exutoire par un drain horizontal foncé dans le talus jusqu'au fossé en bord de voie. Cette possibilité présentait d'importantes difficultés de réalisation.
- Le pompage par drains électropneumatiques®. Cette solution s'est avérée la plus intéressante car elle fonctionne avec peu d'énergie par rapport aux pompes électriques standard et permet d'atteindre aisément les profondeurs visées puisque cette méthode a été testée jusqu'à 40 m de profondeur.

Cette dernière solution a été retenue en 2005 au vu du contexte hydrogéologique du déblai de Chabrillan présenté précédemment.

5. Drains électropneumatiques® (D.E.P. ®)

5.1. Principe de fonctionnement

Le drainage par drains électropneumatiques® est un système mis au point et breveté par l'entreprise TPGEO (N° EP 1 182 355).

Un drain électropneumatique® se compose d'un corps de pompage dans lequel de l'air comprimé est envoyé et à l'intérieur duquel est placé un tube d'évacuation d'eau lui permettant d'être expulsée, ainsi que de deux clapets à boule (Figure 3). Quand le forage équipé en tube PVC crépiné se remplit d'eau, le corps de pompage du drain se remplit également. Le clapet du haut est fermé tandis que celui du bas laisse entrer l'eau. Lorsque le niveau d'eau atteint le contact haut du câble électrique détecteur de niveau, celui-ci déclenche le fonctionnement du compresseur. De l'air comprimé est ainsi envoyé dans le drain. Sous la pression, l'eau est pressée vers le bas. Ceci a pour effet de rabattre la boule dans le clapet et de fermer l'orifice du bas. L'eau n'a plus qu'une seule issue, elle s'infiltre dans le tube d'évacuation et ouvre le clapet du haut en poussant sur la boule. Sous la pression de l'air comprimé les eaux sont alors entraînées vers la surface et conduites à l'exutoire.

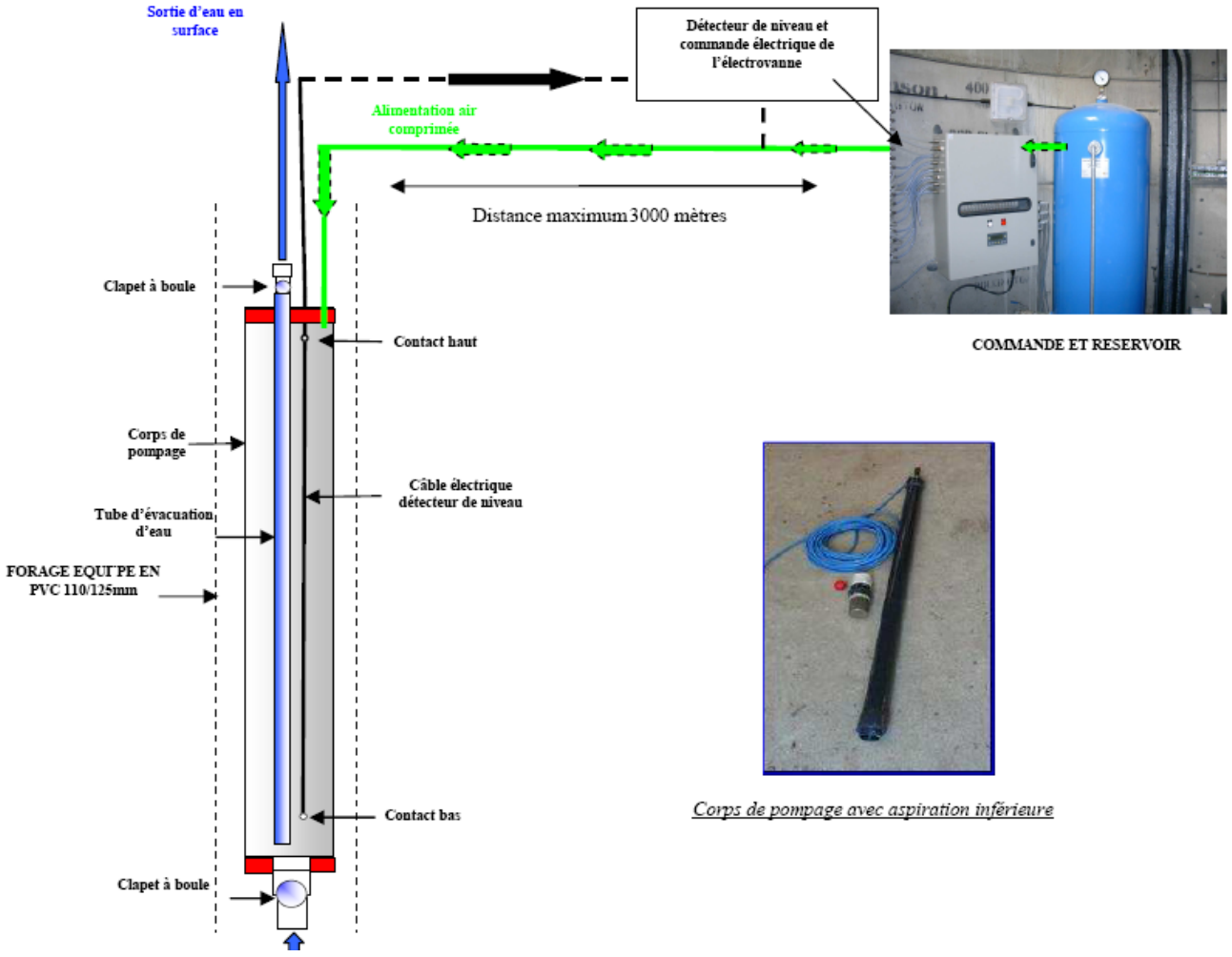


Figure 3. Schéma d'un drain électropneumatique®

5.2. Avantages et inconvénients

Cette solution présente de nombreux avantages :

- Elle permet de drainer des terrains à faible perméabilité ($k<10^{-5}$m/s) ;
- Elle nécessite une alimentation pouvant insuffler de l'air comprimé dans 40 drains par un compresseur unique de petite taille (3000 l/min) à la pression de 1 MPa ;
- L'entretien est limité car les clapets à boules sont auto nettoyants ;
- Le système peut être entièrement instrumenté, permettant le suivi et la gestion à distance ;
- Ce type de drainage permet le pompage d'eaux polluées ou chargées en particules fines ;
- Il assure le pompage à grandes profondeurs, en effet son fonctionnement a été testé jusqu'à 40 mètres de profondeur.

Le système s'accompagne de quelques inconvénients :

- Une source d'alimentation électrique est nécessaire à proximité ;
- Le débit est limité à 30 – 40 l/min ; ce qui s'avère toutefois largement suffisant dans un contexte de faible perméabilité ;
- Le compresseur étant l'organe déterminant, il doit faire l'objet d'un entretien régulier (concessionnaire local).

Le premier chantier réalisé par TPGEO, situé en Angleterre sur l'île de Wight, était composé de 35 drains électropneumatiques® et fut installé en bordure de côte pour stopper un glissement de terrain. Ce projet a participé au Fleming Awards 2005 et a été élu chantier géotechnique de l'année par les ingénieurs civils anglais (ICE).

6. Mise en place des D.E.P. ® sur le site de Chabrillan

47 drains ont été réalisés de 12 à 25 m de profondeur et ont été disposés parallèlement à l'axe des voies en formant un coude d'une quinzaine de drains au Nord de la zone du carreau (Figure 4).

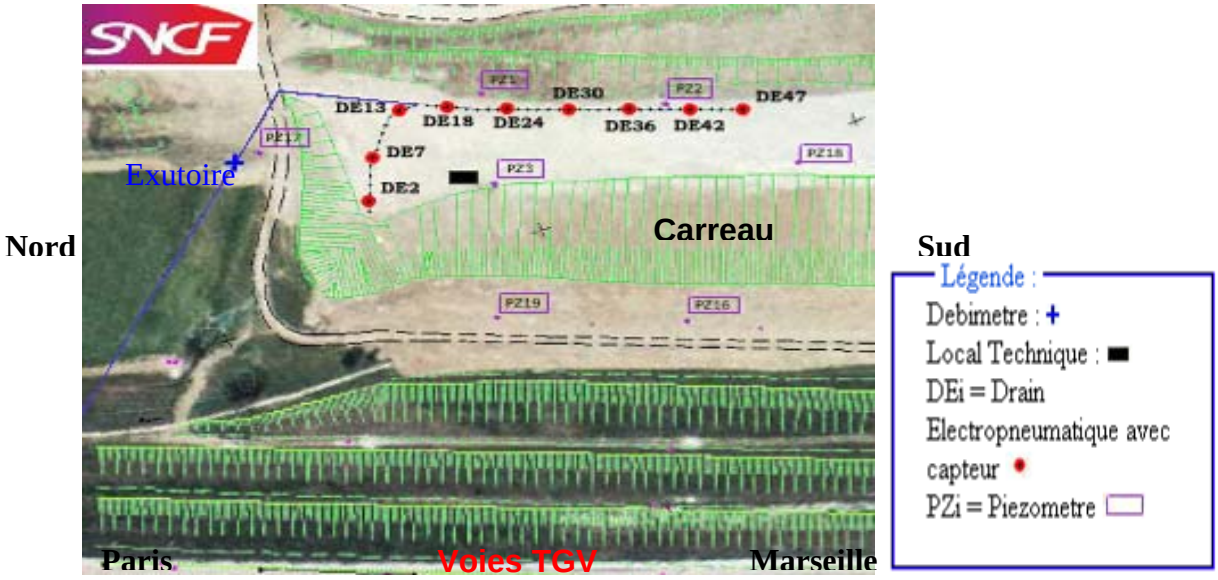


Figure 4. Schéma du dispositif de drainage sur le déblai de Chabrillan

L'ensemble des eaux pompées est conduit par un tube PVC au débitmètre, qui mesure le volume d'eau pompée, et est évacué dans l'exutoire qui se déverse plus au Nord dans les fossés latéraux des voies de la LGV.

Cette disposition a été déterminée en fonction de la topographie du site et de la perméabilité de fracture liée à la nature karstique des calcaires de l'Oligocène.

7. Résultats

En juin 2005 s'effectue le début des travaux des drains électropneumatiques. Leur mise en service a eu lieu le 14 mars 2007. Le volume total d'eau pompée du 14 mars 2007 au 28 octobre 2007 est de 434 m^3, soit en moyenne 2 m^3 par jour.

On constate que la recharge de la nappe est très rapide lors d'un épisode pluvieux (Figure 5). Le pompage permet alors de diminuer le niveau piézométrique de plusieurs mètres immédiatement après l'épisode pluvieux. Il a pour effet d'accélérer le rabattement naturel de la nappe (Le piézomètre PZ3 n'a pas pu donner de valeur après novembre 2007).

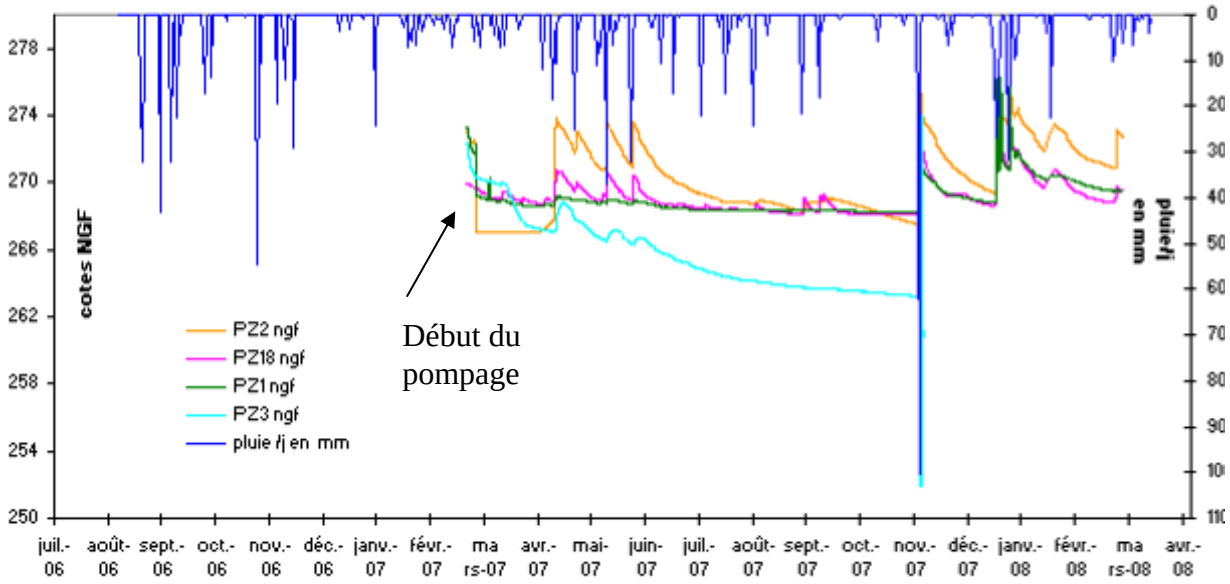


Figure 5. Pluviométrie à DIVAJEU - Niveau de la nappe drainée dans le déblai

Le niveau piézométrique moyen de la nappe côté V1 mesuré avant l'installation du dispositif de drainage était à la cote 274 NGF (figure 6). Le niveau piézométrique mesuré après plusieurs mois d'installation des drains est compris entre 270 et 264 NGF au droit du drainage. Le pompage reflète une baisse moyenne du niveau de la nappe d'environ 5 à 10m, coïncidant avec les attentes escomptées par le drainage.

Bien que les précipitations enregistrées dans la région de juillet à novembre 2007 reflètent une période plutôt sèche, le pompage a continué de fonctionner, abaissant d'avantage le niveau de la nappe à cette période.

Les mesures topographiques n'ont présenté aucune variation significative depuis la mise en service du système de drainage.

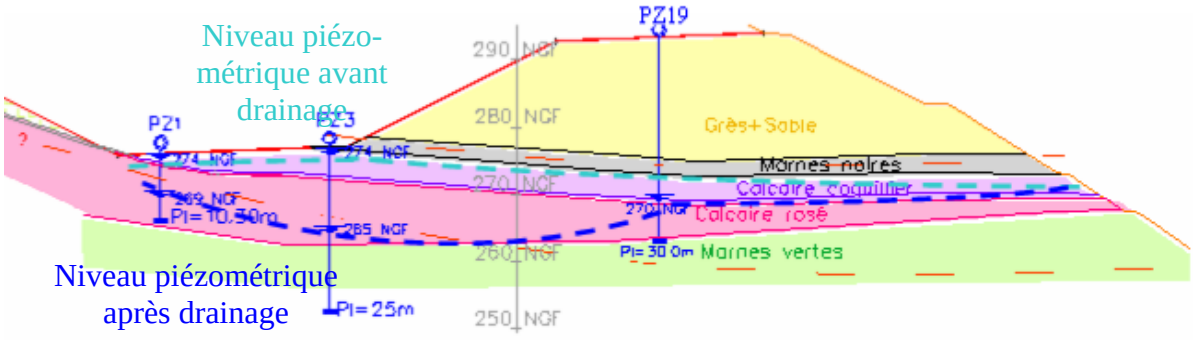


Figure 6. Niveau piézométrique avant et après rabattement

8. Conclusions

Après les terrassements de 2001, le choix de la solution de confortement complémentaire par drainage devait prendre en considération le contexte hydrogéologique, stratigraphique et topographie du déblai de Chabrillan ainsi que l'aspect financier.

Les drains électropneumatiques® se sont alors avérés être un système très intéressant permettant de faire face aux différents problèmes liés au talus de déblai, notamment celui de la profondeur de la nappe.

Le drainage par drains électropneumatiques a été mis en service en mars 2007. Le système pompe en moyenne 2 m^3 d'eau par jour. Il est suivi par télégestion.
Le pompage a pour effet d'abaisser le niveau de la nappe notamment après les épisodes pluvieux.

A présent un an de mesures a été enregistré. Les données concernant les variations piézométriques ont montré une réponse instantanée des drains lors des remontées du niveau de la nappe. De plus les résultats topographiques sont prometteurs.

Ainsi le système de drainage par drains électropneumatiques® est probant et permet un pompage efficace.

9. Références bibliographiques

Bomont S. (2005) Drain électropneumatique®, pompe GRESS. TPGEO, Brevet N° EP 1 182 355. www.tpgeo.com

Montagnon M. (2001) Chabrillan : 600 000 m^3 en 35 jours. Chantiers de France n° 3 400, 12-15.

Poitout M.J. et al. (2001) Le confortement du déblai TGV à Chabrillan (Drôme) : moyens exceptionnels pour délai exceptionnel. Travaux n°780, 70-77.

INFLUENCE DE LA DEFORMATION HORIZONTALE SUR LE BATI – RÔLE D'UNE TRANCHEE PERIPHERIQUE

IMPACT OF HORIZONTAL STRAIN ON BUILDINGS – EFFECT OF DEVICE TRENCHE

M. Marwan AL HEIB
INERIS, Nancy, France. marwan.alheib@ineris.fr

RÉSUMÉ : L'impact de la déformation horizontale du sol sur une structure (un mur) est étudié à l'aide de la modélisation numérique, en tenant compte de l'interaction sol-structure. Pour une déformation horizontale de 12 mm/m, les contraintes horizontales sont 5 fois plus importantes que celles induites en état vierge (sous l'effet du poids propre). Une tranchée périphérique permet de réduire les déformations du sol et les contraintes horizontales de compression transmises à la structure.

ABSTRACT: The impact of the horizontal deformation of soil on a structure is studied using the model of a wall, taking into account the interaction between soil and structure. For a horizontal deformation of 12 mm/m, horizontal stresses are 5 times greater than those induced in the virgin case. A device trench can reduce soil strain and horizontal stresses transmitted to the structure.

1. Introduction

Certains mouvements de terrains peuvent avoir différentes origines : effondrements naturels ou anthropiques des cavités souterraines, extraction de minerai, pompage de l'eau, exploitation de gaz et de hydrocarbure, etc. Ces mouvements peuvent dépasser certains seuils caractérisant le comportement limite des structures et être à l'origine de dégradations, voire de la destruction de bâti et d'infrastructures et donc limiter des développements économiques et sociaux.

Une cuvette d'affaissement se décompose en un mouvement vertical (V) du sol, appelé **affaissement** (A), et des **mouvements** horizontaux (U, W). Les effets en surface se font sentir en dehors de l'aplomb des vides souterrains (figure 1). La cuvette d'affaissement peut également être caractérisée en chaque point par la pente, la courbure et les déformations horizontales (en compression et en extension). La déformation horizontale du terrain à l'origine des dommages, se transmet aux ouvrages selon deux modes : une poussée du terrain (zone de compression) ou un relâchement (zone d'extension) et un frottement le long de l'interface entre la structure et les terrains. Le frottement induit se traduit par des contraintes transmises à la structure, à l'origine des dommages. Le niveau des dommages dépend des caractéristiques du sol et des caractéristiques géométriques et géomécaniques de la structure (Geddes et Kennedy, 1984). Pour une déformation horizontale inférieure à 0,5 mm/m, les dommages sont négligeables. En revanche pour une déformation supérieure à 3 mm/m, les dommages sont structurels (figure 2). Nous consacrons la suite de l'article au transfert des déformations horizontales aux structures (mur), en négligeant les mouvements verticaux dus à l'affaissement.

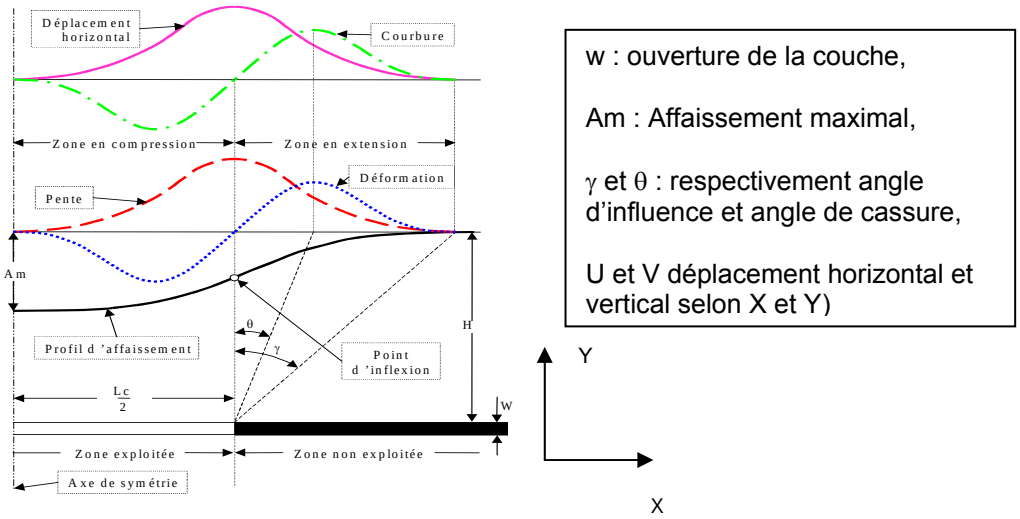


Figure 1. Paramètres de la cuvette d'affaissement

2. Méthodes de réduction de la vulnérabilité des structures

Plusieurs techniques sont proposées pour réduire la vulnérabilité des ouvrages : fondations profondes, utilisation de géotextile, etc. Certaines techniques ont pour objectif d'augmenter la résistance de la structure grâce à des câbles ou à des chaînages, d'autres ont pour rôle de désolidariser les structures du sol (joints horizontaux, par exemple). Une de ces techniques, la tranchée, permet la réduction des conséquences de la déformation horizontale du sol grâce à sa propre déformation.

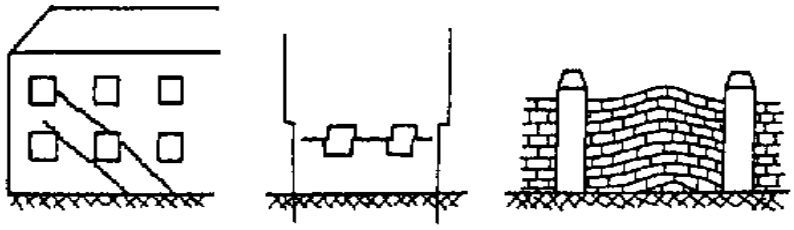


Figure 2. Conséquence de la déformation horizontale (d'après Kratzch, 1983)

Ce type de tranchée est différent d'une tranchée drainante utilisée pour abaisser le niveau d'eau. Les tranchées sont réalisées autour des structures et remplies d'un matériau compressible afin d'absorber la déformation de compression du terrain et de diminuer ainsi la sollicitation dans la structure (figure 4). Cette technique peut être appliquée aux bâtis existants et futurs. Beaucoup d'auteurs (NCB (1975), Kratzsch (1983), Whittaker et Reddish (1989), Peng et *al*. 1996, CSTB, 2004) proposent cette technique. Chacun recommande des dimensions et remplissage différents, à réaliser à une distance comprise entre 0,4 et 1,5 m des murs (figure 3). Sa profondeur dépasse légèrement la base des fondations ou du sous-sol. Peu d'expériences sont citées dans la littérature, Ji-Xian (1980) a étudié deux tranchées réalisées autour d'un pont en maçonnerie. Dans cet exemple, les déformations induites par le sol sont égales à 86 mm/m et 160 mm/m. Les déformations imposées au pont ont été réduites, elles ne sont alors que de 0,4 mm/m. Peng et *al*. (1996) ont également étudié l'efficacité d'une tranchée de 60 cm de large, réalisée à 60 cm au-dessous du sous-

sol et à 1 m des murs. Les mouvements ont été contrôlés le long de la maison et de la tranchée. La réduction des déformations fut de l'ordre de 30% de la déformation horizontale du sol.

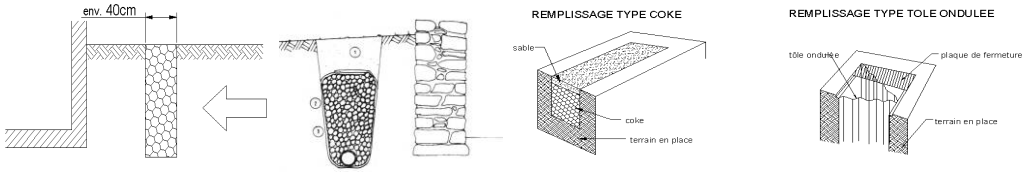


Figure 3. Présentation de la méthode de la tranchée (CSTB, 2004)

3. Comportement d'un mur sous la sollicitation d'une déformation horizontale et rôle de la tranchée

L'objectif est de préciser le transfert des déformations horizontales aux ouvrages et d'étudier le rôle d'une tranchée réalisée autour d'une structure. Un modèle en 2D est réalisé, de 50 m de large et 10 m de long, par la méthode des éléments distincts. Les dimensions du modèle correspondent à une longueur de 50 m et une hauteur de 15 m (figure 4). Deux configurations simplifiées ont été étudiées : un mur continu posé directement sur le sol et un mur s'appuyant sur deux fondations isolées. La tranchée de 50 cm de large et 1 m de profondeur est placée à 1 m du mur.

Tableau II : Caractéristiques utilisées pour la réalisation du modèle (UDEC)

	γ kN/m^3	E (MPa)	ν	C (MPa)	ϕ (°)	ψ (°)	Rt (MPa)
Sol	18	100	0,3	0,1	30	30	0,1
Mur en béton	25	10000	0,3	6	60	60	3
Interface Sol/mur	Kn (MPa/m)	Ks (MPa/m)					
	980	375		1	40		

γ : Poids volumique ; E : Module de Young ; ν : coefficient de Poisson, c : cohésion, φ angle de frottement, ψ angle de dilatance, Rt résistance à la traction, Kn raideur normale et Ks raideur tangentielle

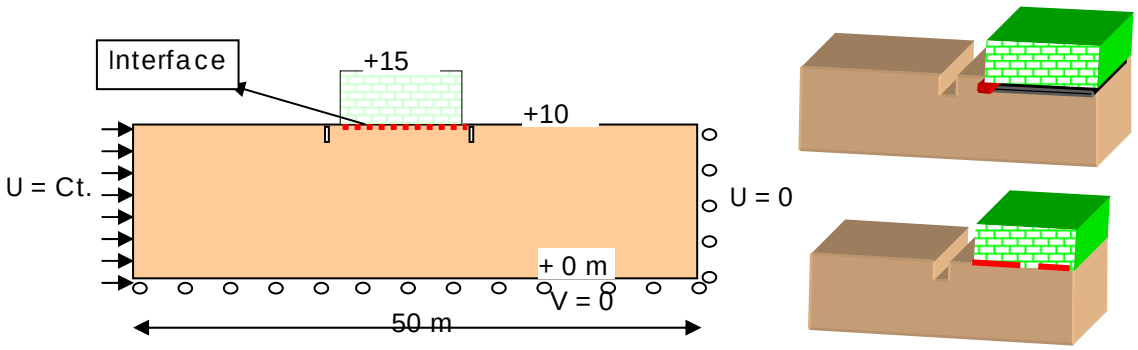


Figure 4. Dimensions du modèle et conditions aux limites

Le mur est un matériau élastique et isotrope. La structure et le sol sont séparés par une interface caractérisée par une cohésion, un angle de frottement et une résistance à la traction. Le sol et l'interface ont un comportement élasto-plastique parfait ayant un critère de type Mohr-Coulomb (tableau II). La déformation horizontale

(maxi) du sol est calculée par la relation suivante : $\varepsilon = D / L$ avec : D : déplacement imposé sur la limite gauche du modèle et L : longueur du modèle.

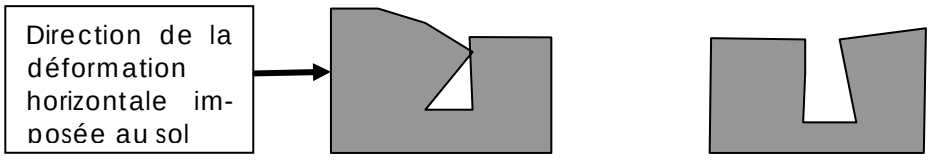
3.1. Modélisation d'un mur en contact continu avec le sol

Les comportements du sol, du mur, de l'interface et des deux tranchées sont observés pour les trois valeurs de déformations imposées en limite gauche du modèle (1, 6 et 12 mm/m). Le tableau III présente les principaux paramètres caractérisant la plastification du sol (2), son soulèvement[1] (3), l'amplitude du déplacement de cisaillement (4) le long de l'interface sol-structure correspondant à la déformation du sol transmise via l'interface (avec et sans tranchée) et la longueur de la partie concernée, la fermeture (5) de la tranchée gauche (côté sollicitation) et le déplacement vertical (soulèvement) du mur (6). La tranchée atténue significativement le déplacement de cisaillement dans l'interface sol-structure et donc les contraintes transmises au mur.

Tableau III : Comportement du sol, de l'interface et de la tranchée
1 : déformation imposée au modèle ; 2 : plastification du sol ; 3 : amplitude de soulèvement du sol, 4 : amplitude du déplacement de cisaillement sur une longueur de l'interface, 5 : fermeture de la tranchée, 6 : soulèvement vertical du mur

1	2	3	4 : AT	4 : ST	5	6
1 mm/m	non	non	0,5 mm / 5 m	1,2 mm / 2,5 m	5 mm	5 mm
6 mm/m	oui	25 mm	1,65 mm / 6 m	4,25 mm / 1,5 m	102 mm	25 mm
12 mm/m	oui	450 mm	3,8 mm / 2 m	16 mm / 3 m	500 mm	250 mm

La figure 5 présente la déformation de deux tranchées (gauche et droite). La tranchée droite est également sollicitée. Au-delà de 12 mm/m, la tranchée gauche est complètement fermée et ne joue plus son rôle de réducteur de la vulnérabilité.



Tranchée gauche Tranchée droite

Figure 5. Fermeture de la tranchée par une déformation horizontale de 12 mm/m

Nous avons analysé les déformations horizontales induites au niveau du sol et de la structure (mur). La figure 6 présente les déformations horizontales induites dans le sol (au-dessous du mur) et dans le mur pour les trois valeurs de déformations imposées (en présence ou non de la tranchée). On note que les déformations horizontales sous le mur sont inférieures à celles imposées au sol, en limite gauche du modèle (2,5 mm/m par rapport à 12 mm/m). Les déformations transmises au mur sont faibles, à cause de la rigidité élevée du mur. La tranchée réduit les déformations ho-

[1] Effet uniquement du à l'influence de la déformation horizontale imposée au sol sans tenir compte du déplacement vertical dû à l'affaissement.

rizontales dans le sol sous le mur, d'environ 40% sauf dans le cas de déformation imposée de 12 mm/m (probablement à cause de la fermeture de la tranchée gauche).

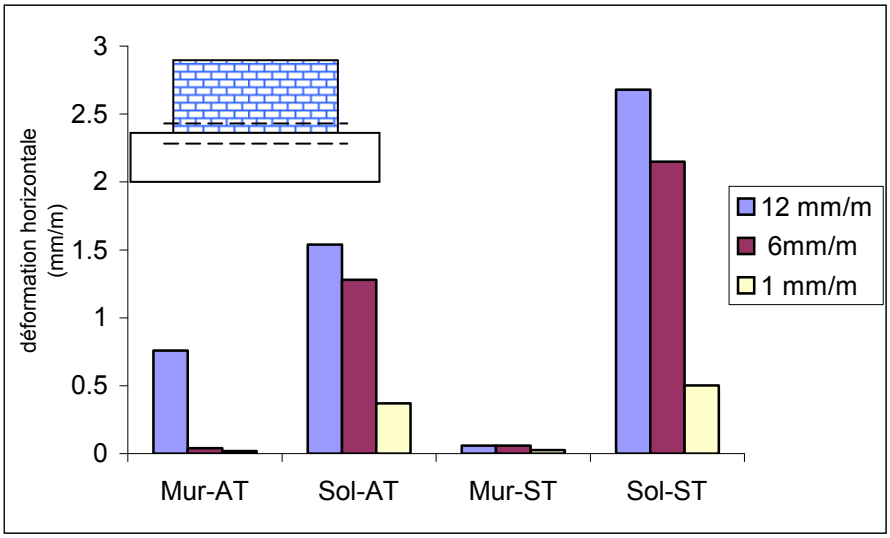


Figure 6. Déformation horizontale du sol et du mur avec (AT) et sans tranchée (ST) le long d'un profil horizontal

Les contraintes horizontales le long du profil vertical sont parfaitement symétriques, à l'état vierge, par rapport à la fibre neutre du mur (figure 7). Le mur se comporte ainsi comme une poutre mince sur un sol déformable. L'application d'une déformation horizontale de 12 mm/m se traduit par une contrainte de compression de 1200 kPa en limite gauche du modèle, qui induit une contrainte de compression maximale calculée à la base du mur de 600 kPa (environ 5 fois plus importante que, sous l'influence du seul poids propre du mur). La figure 7 montre que la tranchée réduit de 25% les contraintes horizontales de compression dans la partie inférieure du mur, en limitant la transmission de la déformation du sol vers le mur.

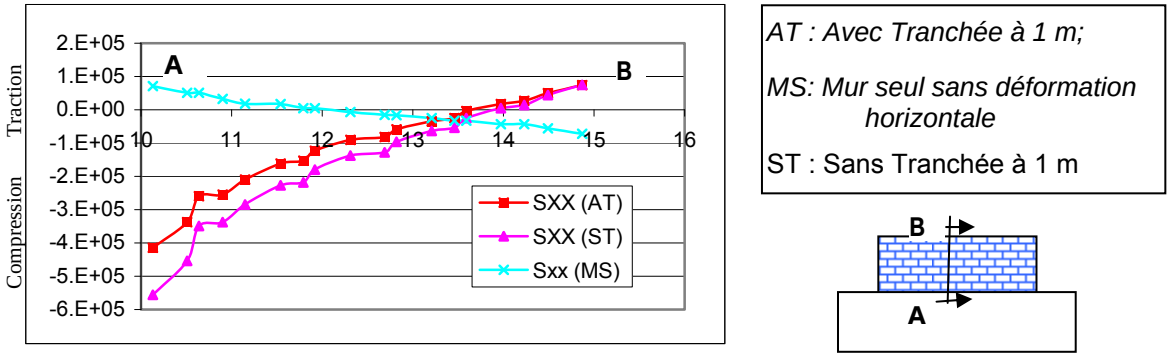


Figure 7. Evolution de la contrainte horizontale (Pa) le long d'un profil vertical au milieu du mur

Nous avons réalisé un calcul avec une tranchée placée à 50 cm au lieu de 1 m du mur. Le calcul a été réalisé avec une déformation horizontale imposée en limite gauche du modèle de 12 mm/m. On note que le sol est plastifié sur une zone plus importante que celle obtenue avec une tranchée à 1 m de la limite du mur. Le déplacement de cisaillement le long de l'interface sol-structure est plus important : 2,45 mm

au lieu de 1,65 mm. Ce déplacement est à l'origine d'un transfert plus important des contraintes vers la structure. L'atténuation des contraintes horizontales et verticales est ainsi moins importante. Kratzsch, (1983) et Peng et *al*. (1996) recommandaient déjà de placer la tranchée à plus de 1 m de la structure après avoir montré qu'une tranchée à 50 cm de la structure était moins efficace.

3. 2. Modélisation d'un mur sur deux appuis

Cette modélisation simplifiée s'appuie sur l'hypothèse qu'un voile vertical sur semelles filantes peut-être assimilé, en 2D, au modèle retenu ici. Nous avons donc considéré un mur sur deux fondations isolées de 1 m de large et de 50 cm d'épaisseur (figure 8). Les conditions aux limites, ainsi que les sollicitations sont identiques au modèle précédent. Les tranchées sont situées à 1 m du mur. L'interface sol-structure ne concerne que la longueur des deux fondations. L'analyse de la distribution des contraintes montre que le mur se comporte, sous l'influence de son poids propre, comme une poutre sur deux appuis simples en flexion. La concentration de contraintes verticales de compression est localisée aux appuis (fondations, figure 8) et celles de traction dans la partie inférieure du mur. Les contraintes induites dans ce cas sont plus importantes (compression et traction) que celles induites dans un mur continûment en contact avec le sol.

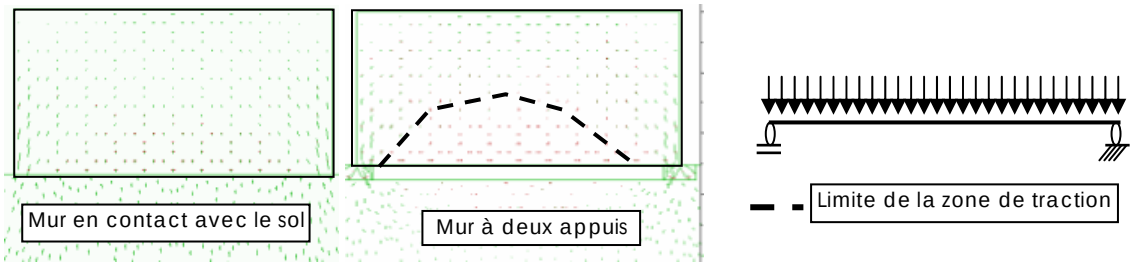


Figure 8. Contraintes principales dans le mur pour les deux configurations : un mur sur deux appuis et un mur en contact continu avec le sol (poids propre)

La figure 9-a compare les deux profils verticaux au milieu du mur, pour un mur en contact avec le sol et un mur sur deux fondations isolées. Les contraintes horizontales de traction apparaissent à la base du mur et celles de compression dans la partie supérieure. La valeur de la contrainte de traction est de 323 kPa, valeur similaire à celle obtenue dans le cas d'une poutre simple sur deux appuis soumise à un chargement uniformément réparti. L'absence de contact entre le sol et le mur, excepté les fondations, favorise un comportement en flexion du mur.
Sous la sollicitation d'une déformation horizontale en limite de modèle de 12 mm/m, les déformations horizontales du sol sous les fondations sont plus importantes pour un mur sur deux appuis que pour un mur continu, respectivement 3,35 et 2,68 mm/m (cas sans tranchée). Il en est de même pour les déformations horizontales du mur, qui restent cependant très faibles. La figure 9-b, présente les contraintes horizontales le long d'un profil vertical. En présence de la tranchée, la distribution des contraintes redevient très comparable à la situation d'un mur sous son poids propre. La tranchée aura permis de réduire l'impact des déformations horizontales sur la structure en filtrant fortement les effets induits (déformations verticales dues uniquement à la sollicitation horizontale via le coefficient de poisson). C'est ce phé-

nomène qui explique les comportements opposés de tractions/compressions sur la figure 9b.

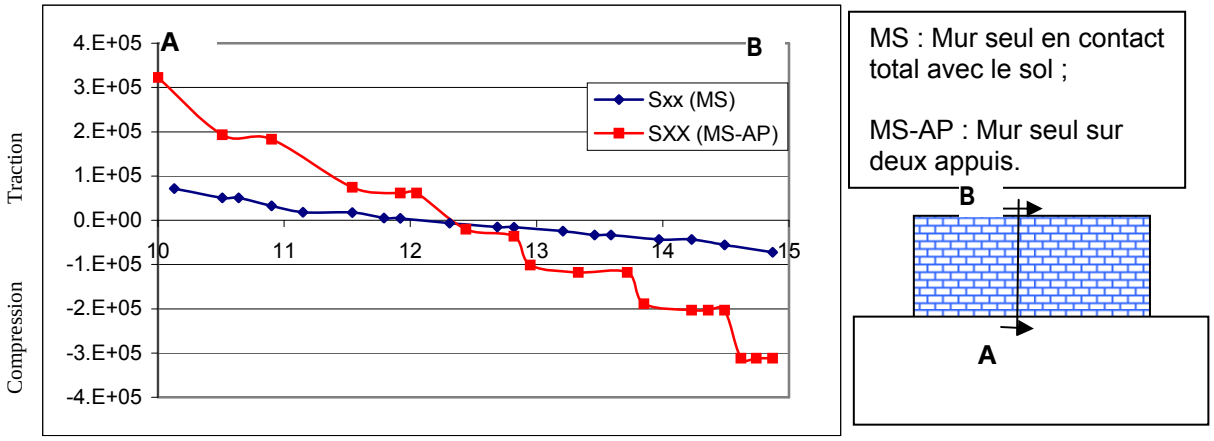


Figure 9-a. Evolution des contraintes horizontales (Pa) dues au chargement d'un mur seul sous uniquement son propre poids le long d'un profil vertical

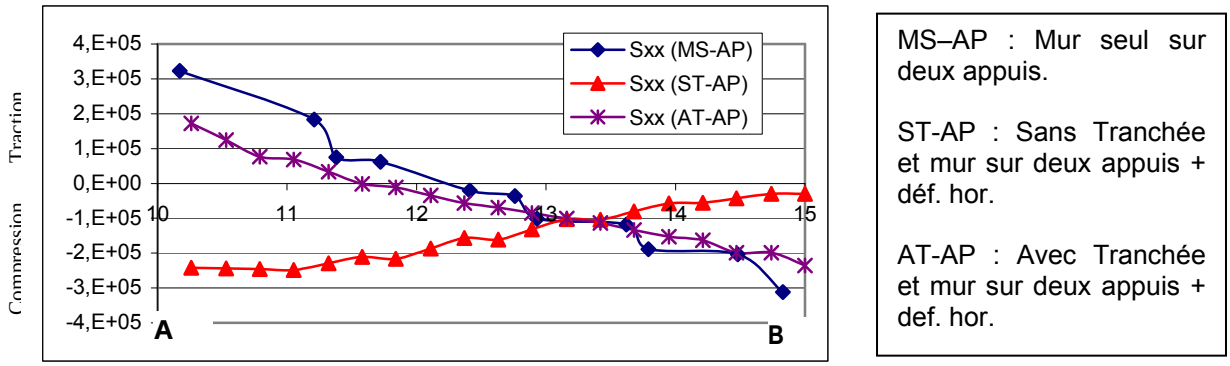


Figure 9-b. Evolution des contraintes horizontales (Pa) pour un mur sur deux appuis le long d'un profil vertical

La figure 10 compare le comportement de la fondation en présence ou absence de la tranchée, sous la sollicitation d'une déformation horizontale maxi de 12 mm/m. On note l'ouverture entre les fondations et le sol (3) due aux déformations du sol et à la rigidité des fondations. Le déplacement de cisaillement (4) se localise essentiellement à l'interface sol-fondation en présence de la tranchée et à l'interface fondation-mur sans la tranchée. Un soulèvement du sol (2) côté gauche de 25 cm est visible. La tranchée permet ainsi de diminuer les contraintes de compression dans la fondation. En revanche, elle contribue à augmenter la contrainte de traction ((figure 10). Cette augmentation est due au degré de liberté introduit par la fermeture de la tranchée. Les fondations, disposant ainsi d'un degré de liberté supplémentaire, peuvent se déplacer vers le vide créé par la tranchée. Cette analyse n'est acceptable que si l'on considère l'hypothèse que le mouvement imposé du sol se limite à la déformation horizontale sans tenir compte de la composante verticale propre à l'affaissement.

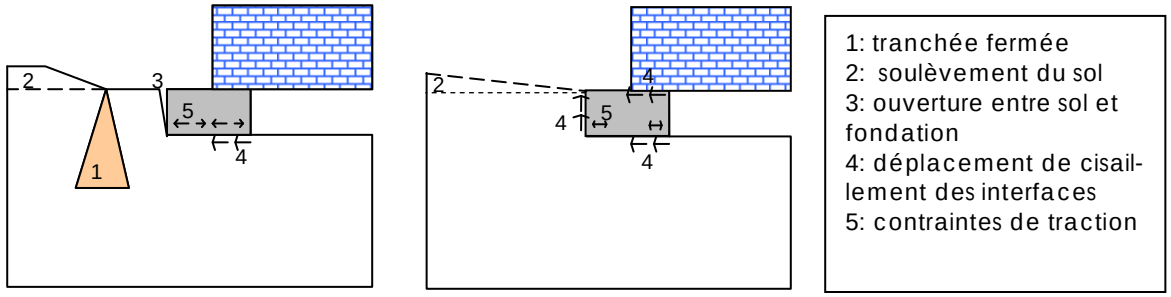


Figure 10. Comportement de zones de fondations en présence ou non de la tranchée

4. Conclusion

L'étude réalisée, en ne considérant que la composante horizontale du mouvement imputable aux phénomènes d'affaissement de sol permet de découpler le mécanisme généralement abordé sous l'angle « vertical ». Elle met en lumière la contribution positive de la technique de la tranchée périphérique qui a pour effet principal de limiter la transmission de la déformation horizontale du sol vers la structure (deux cas étudiés : mur sur appui continu et sur deux appuis). Sur la base de cette hypothèse restrictive, la tranchée semble également permettre de limiter les contraintes dans la structure pour peu qu'elle soit située à une distance d'au moins 1 mètre de la structure.

5. Références

CSTB (2004) : Etude des conditions de constructibilité dans le bassin sidérurgique et ferrifère nord-lorrain du Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB) - juin 2004

Geddes J. D., Kennedy D. (1984). Structural implications of horizontal ground strains. Ground movement and their effects on structures, Proc. Of the 3rd Int. Conf., Cardiff, 610-629.

Ji-Xian C. (1992). Study of deformation resistant structural systems for buildings in coal mining areas. Proc. of the 4th int. conf. on ground movement and structures. Pentech press (Londres), pp. 356-369.

Kratzsch (1983). Mining Subsidence Engineering, Springer-Verlag.

Whittaker, Reddish (1989).- Subsidences : Occurrence, Prediction, Control. Editions Elsevier.

Peng S.S., Luo Y., Dutta (1996). D. An Engineering Approach to Ground Surface Subsidence Damage Due to Long-wall Mining, pp. 227-231.

TOUR OXYGENE A LYON – EVALUATION DES INTERACTIONS SOL-STRUCTURE POUR LE CHOIX DU MODE DE FONDATION

TOUR OXYGENE IN LYON - ASSESSMENT OF SOIL-STRUCTURE INTERACTIONS FOR THE CHOICE OF FOUNDATIONS

Eric ANTOINET[1], Philippe BUSI[2] et François SABATIER[3]
1 ANTEA, Orléans, France
2 BOUYGUES Construction, Saint-Quentin-en-Yvelines, France
3 ANTEA, Lyon, France

RÉSUMÉ – Afin d'évaluer les possibilités de fonder superficiellement la tour Oxygène à Lyon Part-Dieu, un modèle numérique 3D d'interaction sol-structure a été mis en œuvre. L'article présente le choix des paramètres géotechniques et les hypothèses de modélisation de l'infrastructure ainsi que l'analyse des tassements absolus et différentiels qui a conduit, in fine, à retenir un mode de fondation profond.

ABSTRACT – A soil-structure interaction model has been built in order to estimate the feasibility of shallow foundations for the Tour Oxygène in Lyon. This paper presents the geotechnical parameters and the modeling hypothesis for the soil and the structure. The study of the absolute and differential settlements induced the choice of deep foundations.

1. Introduction

SOGELYM-STEINER, maître d'ouvrage, assisté par KEPHREN, maître d'œuvre, ont confié la construction de la Tour Oxygène à Lyon Part-Dieu (69) à GFC Construction, filiale régionale de Bouygues Construction. Dans le cadre des études de conception de l'ouvrage et compte tenu des caractéristiques géotechniques globalement bonnes, un mode de fondation superficiel associant des radiers et des semelles isolées a été envisagé, en lieu et place des fondations profondes prévues initialement, afin d'optimiser le coût de celles-ci. Pour ce mode de fondation superficiel, le principal problème géotechnique à résoudre est la maîtrise des tassements, tant absolus que différentiels. En collaboration étroite avec le bureau d'études de Bouygues Bâtiment, ANTEA a réalisé un modèle 3D pour étudier les interactions entre le sol et les structures existantes et nouvelles. Cet article présente les principaux résultats géotechniques obtenus à l'issue de cette modélisation.

2. Description du projet

Le projet de Tour Oxygène s'inscrit dans un milieu urbain dense. Le terrain a une superficie de 5 000 m^2. Il est bordé au sud et à l'ouest par la station de métro Part-Dieu et par le centre commercial Part-Dieu. Les côtés nord et est sont respectivement bordés par la trémie routière Brotteaux-Servient et par le boulevard Vivier-Merle. Des images de synthèse de la figure 1 présentent le site dans son état actuel et futur (des vues plus complètes sont disponibles sur le site Internet www.tour-oxygene.com).

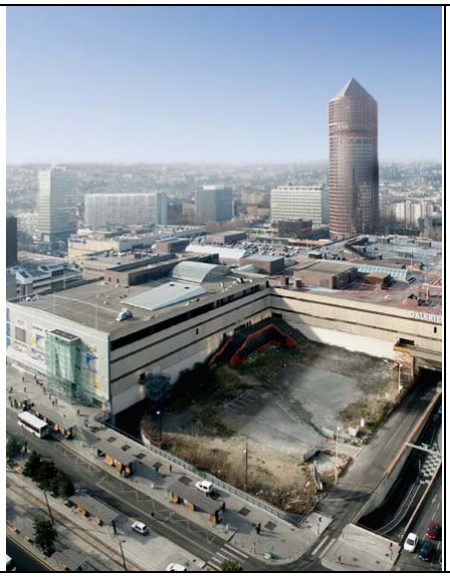
Superficie du terrain ⇒ 5 000 m^2 Superficie au sol de la tour ⇒ 1 000 m^2 Hauteur de la tour ⇒ 115 m 4 niveaux de sous-sol ⇒ -15 m/TN TN : 166 NGF Fond Fouille : 151 NGF Pied paroi : 137 NGF Nappe : 163 NGF (niveau normal)		

Figure 1. Vues de synthèse présentant le site dans son état actuel et futur

Comportant 4 niveaux de sous-sol dans la nappe, la fouille est protégée par une paroi moulée périphérique (épaisseur 0,82 m). Le bâtiment comportera un radier drainant, l'eau d'exhaure étant exploitée pour la géothermie (chauffage ou climatisation) avant réinjection dans la nappe.

3. Modèle géotechnique

3.1. Informations géotechniques locales

7 sondages carottés et 3 sondages pressiométriques ont été réalisés au droit du site. Les sondages, menés jusqu'à 35 m de profondeur (~ 130 NGF), montrent une géologie régulière. En particulier, le toit des Molasses varie seulement de 3 m au droit des dix sondages (entre 144 et 147 NGF).

Du haut vers le bas, ont été observés :

- des remblais (sables et graviers, débris de brique, limons sableux), sur une épaisseur variable de 1 à 4 m,
- les Alluvions anciennes, constituées de sables et graviers plus ou moins riches en galets, sur une épaisseur de l'ordre de 20 m,
- des Molasses miocènes, constituées de sables fins jaunes, à rares graviers. Les 8 essais d'identification physique (granulométrie) en laboratoire donnent : D_{max} : 3 à 14 mm, passant à 2 mm compris entre 92 et 97 %, passant à 80 µm compris entre 3 et 15 %.

La base des Molasses n'a pas été recoupée par les sondages au droit de La Part-Dieu. A 1,5 km à l'ouest, les sondages pour le Pont de la Guillotière ont montré la présence des Conglomérats de base au-dessus du socle granitique.

Les histogrammes des modules pressiométriques E_M de la figure 2 caractérisent des distributions normales ou log normales. Les pressions limites nettes P_{LM}^* les plus fortes n'ont pu être mesurées, ce qui rend les histogrammes peu significatifs. On note cependant que les paramètres pressiométriques sont bons et globalement homogènes pour les deux horizons, Alluvions anciennes et Molasses miocènes.

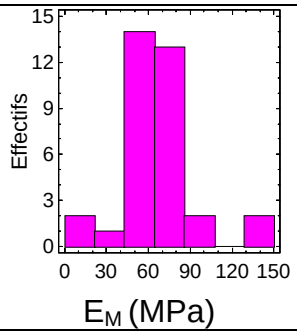
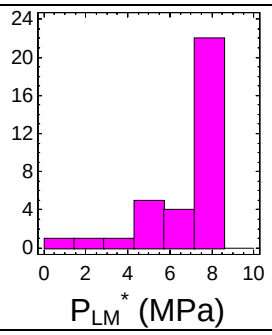
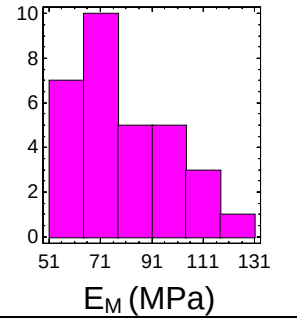
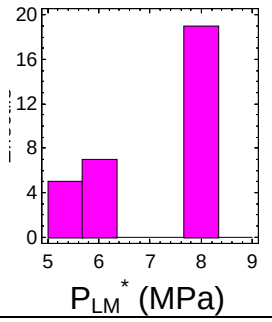
Alluvions anciennes épaisseur : 18 à 20 m χ_{EM} = 67 MPa (# 34) σ_{EM} = 24 MPa χ_{PLM^*} = 6,9 MPa (# 34) σ_{PLM^*} = 1,8 MPa		
Molasses miocènes épaisseur : > 20 m χ_{EM} = 80 MPa (# 31) σ_{EM} = 18 MPa χ_{PLM^*} = 7,0 MPa (# 31) σ_{PLM^*} = 1,1 MPa		

Figure 2. Histogramme des modules pressiométriques et pressions limites nettes

3.2. Informations géotechniques régionales

Des ouvrages fondés sur des radiers de grandes dimensions ont été construits à l'amont de Lyon à la fin des années 1970, sur l'horizon géologique des Molasses miocènes mais pour des faciès plus indurés que ceux du centre de Lyon. Les essais pressiométriques réalisés pour ces ouvrages ont donné un module pressiométrique moyen de l'ordre de 230 MPa. Les rétro-analyses des tassements mesurés sur une période d'environ 30 ans (~ 30 mm sous une charge moyenne de 0,45 MPa) ont permis de recaler des modules d'élasticité du sol compris entre 500 et 700 MPa. En distinguant le module de 1er chargement E_i et le module de rechargement E_R, ces rétro-analyses ont conduit à retenir : E_i ~400 MPa et E_R ~ 1600 MPa.

3.3 Modèle géotechnique de calcul

Le module de déformation qui est le paramètre géotechnique fondamental pour l'estimation des tassements est en pratique délicat à évaluer (Combarieu, 2006). Pour prendre en compte le déchargement induit par le creusement de la fouille (contrainte effective en place de 160 kPa à la profondeur du fond de fouille), il a été défini un module de 1er chargement E_i égal à 0,74 E_M/α, avec α = 1/3, et un module de rechargement E_R égal à 3 E_i. Le modèle géotechnique de calcul des tassements est récapitulé dans le tableau I. Les terrains sont modélisés par un modèle élasto-plastique (loi d'écoulement de Mohr-Coulomb).

Tableau I. Modèle géotechnique de calcul des tassements

Lithologie	Toit NGF	Base NGF	γ_h kN/m^3	E_i MPa	E_R MPa	ν	ϕ' °	C' kPa	ψ' °
Alluvions du Rhône	166	146	20	150	450	0,3	38	5	12
Molasses miocènes	146	100	20	180	540	0,3	38	10	12

3.4 Présentation du modèle numérique simulant les interactions sol-structures

La réalisation du modèle d'interaction sol-structure s'est imposée assez tardivement dans les études de conception de la tour. De facto, les possibilités d'adaptation des fondations suite à ces calculs étaient réduites. Le modèle de calcul d'interaction sol-structure devait répondre au double objectif :

- objectif 1 : estimer finement les tassements absolus et différentiels pour définir l'admissibilité technique de la solution « fondation superficielle »,
- objectif 2 : permettre d'« alimenter » les modèles numériques de calcul utilisés ultérieurement pour la justification de la structure de la tour : champs de déplacements sous les fondations (radier et semelles), coefficients de réaction horizontaux ou transversaux… Ce second objectif a conduit à choisir un modèle de complexité a priori supérieure à celle qui aurait été nécessaire à l'atteinte du seul premier objectif.

Le modèle 3D a été réalisé avec le logiciel FLAC^{3D}, version 3.1, développé par ITASCA. Il simule :

1. l'initialisation de l'état de contraintes actuel (avec K_0 = 0,5), en tenant compte de la présence des ouvrages adjacents (station de métro et centre commercial),
2. le creusement de la fouille avec le rabattement de la nappe en fond de fouille et soutènement par 2 lits de tirants,
3. la construction de l'infrastructure de la tour (4 niveaux de sous-sol et 2 niveaux intermédiaires).

Le poids de la tour en élévation et les efforts horizontaux dus au vent sont simulés par des efforts appliqués sur les voiles. La figure 3 montre le modèle numérique à la fin du creusement de la fouille.

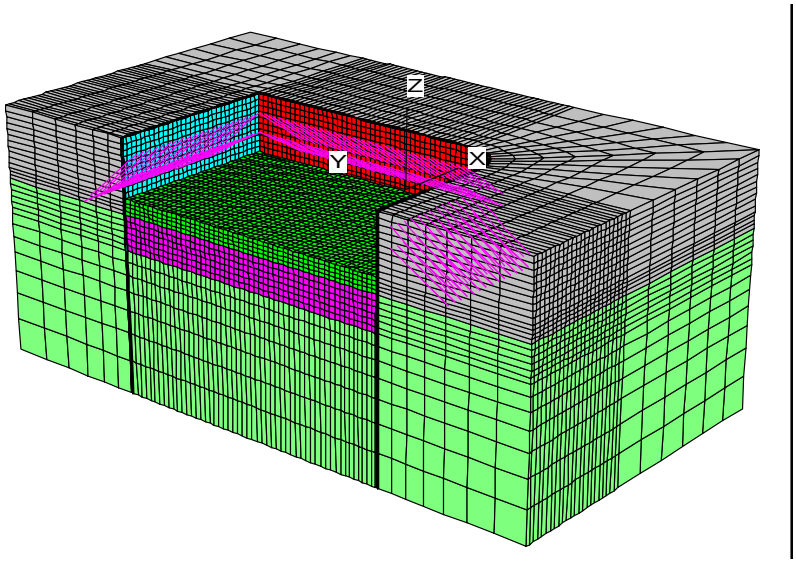


Figure 3. Vue de la moitié nord du modèle en fin d'excavation

A l'intérieur de la paroi moulée, l'infrastructure a été modélisée de façon à estimer au mieux les reports de charge sur les fondations induits par la raideur de la structure. Les 6 niveaux ont été modélisés, avec du bas vers le haut :

- sous le noyau de la tour : 3 radiers (épaisseur comprise entre 0,8 et 1,5 m) et 5 grandes semelles en périphérie (25 à 30 m^2). 48 semelles isolées sont positionnées autour du noyau. La dimension des semelles isolées est adaptée de telle manière que la contrainte moyenne appliquée au sol aux ELS soit égale à 1 MPa. La figure 5 montre l'ensemble des fondations,
- les voiles du noyau, en distinguant les structures des niveaux -6 et –5, et des niveaux -4 à -1 (cf. figure 4). Les différentes épaisseurs de voiles (0,2 à 0,5 m) et certains linteaux ont été pris en compte,
- 9 poteaux descendus sur les 3 radiers, et un poteau (48 au total) au centre de chaque semelle isolée,
- 6 niveaux de planchers (épaisseur 0,3 m), liaisonnés à la paroi moulée périphérique.

Les éléments de structure sont liaisonnés rigidement entre eux (poteaux, voiles, planchers, semelles). Les planchers et la paroi moulée sont liaisonnés par des rotules. Les semelles sont séparées du sol par des éléments d'interface (frottement avec loi de type Mohr-Coulomb défini par l'angle de frottement et la cohésion).

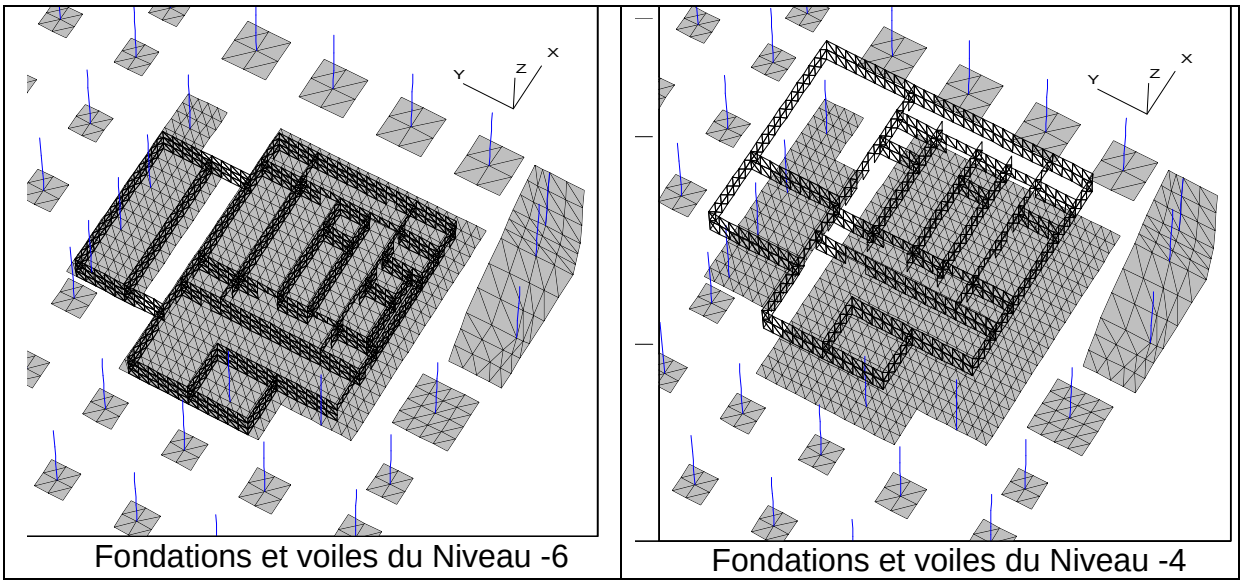


Figure 4. Fondations, poteaux et voiles pour les niveaux -6 et -4

Le poids propre de la tour est égal à 600 MN. La contrainte verticale à la sous face du radier principal atteint 0,8 MPa (contrainte admissible par rapport au prédimensionnement de conception). Les efforts ont été reportés à la base des voiles et des poteaux. Les efforts en tête de paroi moulée (angle côté tour) ont également été pris en compte (5 MPa). Le chargement comporte une dizaine de phases.

4. Résultats des calculs

4.1 Tassements à la fin de la construction

Le tassement maximal du radier de la tour à la fin de la construction est estimé à 8,3 cm avec les modules moyens définis dans le tableau I. La figure 5 présente les tassements des fondations et du sol support (seules les Alluvions anciennes en fond de fouille sont représentées). Ces calculs mettent en évidence l'effet d'entraînement

induit par les radiers de la tour sur les semelles environnantes : ces semelles ont un tassement de l'ordre de 4 cm alors que les semelles les plus lointaines, pourtant soumises à la même contrainte moyenne, ne tassent que de 1 cm. La paroi moulée tasse d'environ 2 cm dans l'angle de la tour. Les tassements induits sur les ouvrages adjacents sont de l'ordre de 1 cm.

Les tassements différentiels les plus importants sont localisés entre les deux radiers principaux et les semelles environnantes (liaison par le plancher). Entre les deux radiers qui sont liaisonnés par des voiles en béton armé, le tassement différentiel atteint 8 mm/m, ce qui n'est pas admissible (valeur maximale admissible de 2 mm/m aux ELS).

Un calcul complémentaire a été réalisé en appliquant les mêmes descentes de charge mais sans prendre en compte la rigidité de l'infrastructure. Les tassements maximum sont alors estimés à 9,1 cm (soit 10 % de plus que pour le modèle avec infrastructure). Les tassements différentiels sont par contre plus importants, avec un doublement ou plus des valeurs estimées. Les tassements différentiels entre les deux radiers atteignent alors 16 mm/m. Ceci justifie donc la prise en compte de l'infrastructure pour estimer précisément les tassements différentiels et le report de charge dans la structure, bien que le coût (temps pour élaborer les modèles et temps de calcul) en soit nettement plus élevé.

Compte tenu des caractéristiques mécaniques proches et peu dispersées (coefficient de variation de l'ordre de 20 à 30 %) entre les Alluvions et les Molasses, les tassements différentiels liés à la variabilité spatiale des caractéristiques mécaniques ne sont pas considérés comme importants et n'ont pas été pris en compte dans les calculs.

Le tassement différé dû au fluage des sables fins des Molasses n'est pas pris en compte directement dans les calculs. A partir des approches proposées par Schmertmann ou Burland et Burbidge (Frank, 1991 et 1994), le tassement différé à 50 ans pourrait atteindre 60 % du tassement à la fin de la construction. Les quatre radiers fondés sur les Molasses à l'amont de Lyon (cf. § 3.2.) permettent de nuancer ces valeurs : un seul présente un tassement de fluage représentant 10 % du tassement à la fin de la construction, pour une durée d'un peu plus de 20 ans. Comme les Molasses miocènes au droit de la Part-Dieu apparaissent moins résistantes, un tassement différé de 10 à 20 % a donc été retenu, soit un accroissement du tassement maximal de 8 à 15 mm.

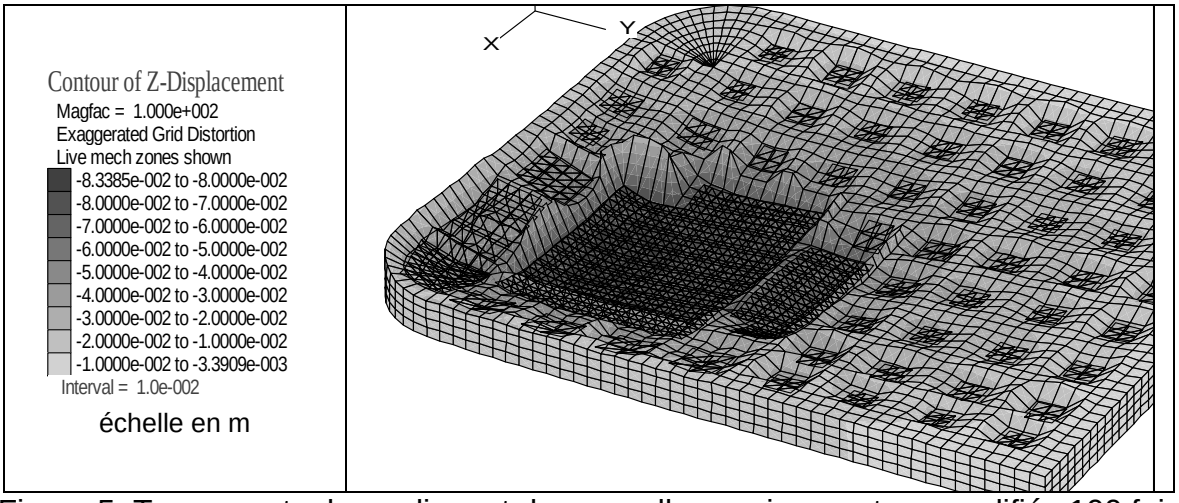


Figure 5. Tassements des radiers et des semelles environnantes, amplifiés 100 fois

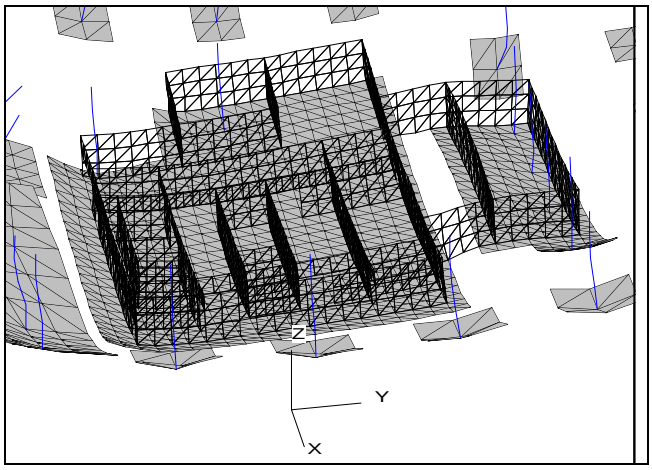
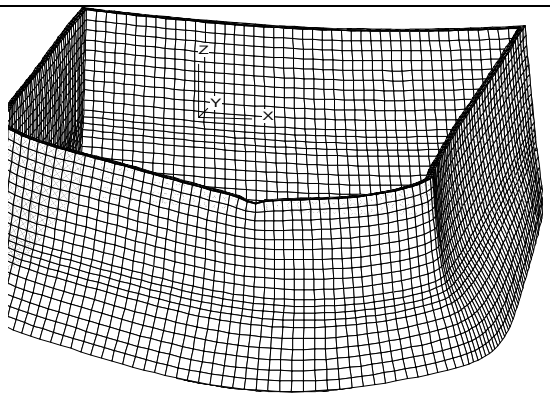


Figure 6. Déformation des éléments de structure (semelles, poteaux et voiles du niveau -6), amplifiée 100 fois

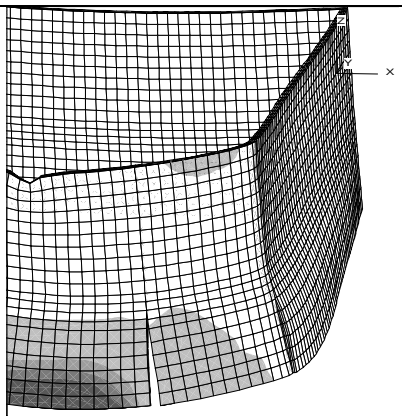
4.2 Déformation et sollicitations de la paroi moulée pendant le creusement

La figure 7 montre la déformation (amplifiée 700 fois) de la paroi moulée à la fin de la construction. Compte tenu du butonnage important induit par les 6 niveaux de planchers, la partie supérieure de la paroi se déforme très peu au-dessus du niveau du fond de fouille. Au-dessous du fond de fouille, la paroi s'évase très largement sous l'effet de la poussée induite par le poids des radiers de la tour et de sa charge en tête. L'analyse des contraintes dans le béton de paroi moulée montre que des efforts de traction de l'ordre de 5 MPa sont générés à la base de la paroi dans l'angle côté tour, ce qui n'est pas réaliste dans le cas d'une paroi moulée sans continuité entre panneaux.

Un modèle complémentaire a été réalisé qui prend en compte les joints entre panneaux par des éléments d'interface dont la résistance est limitée à la résistance à la traction du béton. Ce modèle montre qu'une fissuration peut se produire au niveau des joints entre panneaux, avec le risque d'induire une augmentation du débit d'exhaure dans la fouille.



Angle côté tour – paroi continue



Angle côté tour – paroi avec joints entre panneaux

Figure 7. Déformation de la paroi moulée (avec ou sans joints entre panneaux)

5. Conclusions

Le modèle numérique 3D a permis d'évaluer le tassement maximal de la tour entre 8 cm (fin de construction) et 10 cm (avec prise en compte du comportement différé). Compte tenu de la présence de nombreux radiers et semelles, les tassements différentiels sont localement inacceptables pour l'infrastructure en béton armé (> 2 mm/m aux ELS). Sur la base des résultats de ce modèle et compte tenu de l'impossibilité de reprendre aussi tardivement la conception de l'infrastructure de la tour, le risque de désordre a été jugé trop important et la solution de fondation sur radier abandonnée. Il a donc été retenu de fonder la tour sur un groupe de 50 barrettes (longueur 2,8 m, largeur 0,82 ou 0,92 m), fichées à la même cote que la paroi moulée (137 NGF). Le tassement du groupe de barrettes a été estimé à environ 3 cm à partir d'une approche couplant des modèles numériques et des modèles analytiques (Poulos et Davis, 1980).

De la réalisation de cette modélisation d'interaction sol-structure, on peut tirer les enseignements suivants :

1. les reconnaissances géotechniques doivent être adaptées afin de mieux caractériser les terrains aux besoins des modèles numériques : reconnaissances menées jusqu'au toit de l'horizon indéformable ou jusqu'à au moins 2 fois la largeur du radier. La déformabilité des terrains doit être mieux appréhendée, par exemple par la réalisation d'essais pressiométriques cycliques et des essais oedométriques avec mesure du fluage,
2. les échanges entre les ingénieurs de structure et géotechniciens doivent être plus précoces et plus intenses sur de tels projets. Ainsi, si les infrastructures avaient pu être modifiées et les descentes de charge adaptées à l'issue de ces calculs, les tassements absolus auraient peut-être pu être réduits entre 5 et 6 cm et les tassements différentiels ramenés dans une plage de valeur acceptable (< 2 mm/m),
3. lors des études générales d'exécution, l'exploitation des résultats du modèle a conduit à l'ajustement de certaines rigidifications de structure pour minimiser les risques vis-à-vis des tassements différentiels. La zone de paroi moulée, particulièrement sollicitée, a été surmontée d'une poutre de couronnement renforcée et les panneaux de parois ont intégré des renforts d'armatures pour répondre aux sollicitations d'ensemble dans leur plan (effets « portiques» avec panneaux encastrés dans la poutre de couronnement),
4. l'infrastructure est réalisée avec des corrections de niveau de coulage jusqu'à +25 mm par rapport au niveau théorique, alors qu'en superstructure elles atteindront 40 mm pour prendre en compte également le fluage des structures verticales. Des essais de fluage du béton ont été réalisés et un suivi des déformations lors de la construction est mis en place, de façon à ajuster au besoin les corrections des niveaux de réalisation.

6. Références bibliographiques

Combarieu O. (2006), L'usage des modules de déformation en géotechnique, Revue Française de Géotechnique, n° 114, 1er trimestre 2006

Frank R. (1991), Déformations du sol et déplacements des structures, X CEMSTF, Volume III, Firenze, 1991, Italie, 1994, 1003-1030

Frank R. (1994), Réflexions sur le tassement des fondations superficielles, XIII CIMSTF, New Delhi, Inde, 1994, 83-84

Poulos H.G., Davis E.H. (1980), Pile foundation analysis and design, J. Wiley, New-York.

L'IMPORTANCE DES MESURES D'AUSCULTATION POUR L'ANALYSE DU COMPORTEMENT DES BARRAGES EN TERRE

THE IMPORTANCE OF THE MESURES OF THE AUSCULTATION FOR ANALYSIS OF THE BEHAVIOUR OF THE EARTH DAMS

Abdelmalek BEKKOUCHE[1], Nadia SMAIL[2], Bouchrit ROUISSAT[2]
[1] *Maître de conférence, université de Tlemcen, Algérie*
[2] *Doctorant, université de Tlemcen, Algérie*

RESUME- La surveillance des barrages vise essentiellement à comparer le comportement de l'ouvrage par rapport aux prévisions du projet. Mis en exploitation en novembre 1988, après 11 ans de chantier et de multiples contraintes de réalisation, le barrage Izdihar, situé au nord ouest de l'Algérie, en terre à noyau central, a connu un comportement anormal lors de sa mise en eau. Le présent travail est axé sur l'analyse du comportement du barrage sur le plan mécanique et hydraulique.

ABSTRACT- The The checking of dams aims mainly to compare the behaviour of the works to the predictions of the project. Put to exploitation in November 1988, after eleven years of works and a number of constraints of realization, the dam Izdihar, witch is located in the north west of Algeria, and built with a central core of earth, has know an abnormal behaviour at the time of its filing. The present work is mainly axed on the analysis of the dam behaviour regarding mechanical and hydraulic problems.

1. Introduction

Mis en exploitation en novembre 1988, le barrage izdihar a connu un certain nombre de contraintes liées à son comportement général. En effet, lors de sa mise en eau, des sources sont apparues à l'aval du barrage. L'analyse de la série relative aux mesures d'auscultation et leurs interprétations ont conduit à la compréhension des phénomènes se manifestant ainsi que la proposition de solutions de confortement.

2. Situation et données sur le barrage

Le barrage EL- Izdihar à SidiI Abdelli est situé au Nord-Ouest de l'algérie, sur l'oued Isser au Nord du village de Sidi Abdelli et à l'amont de la ville de Bensakrane, à 37 km de la ville de Tlemcen, au lieu de coordonnées Lambert : X = 150,50, y=206, 20. C'est un barrage en terre à noyau central d'une hauteur de 60 m.

Les principales caractéristiques de l'aménagement arrêtées lors du projet d'exécution se résument ainsi :

Le barrage El Izdihar est une digue zonée, constituée d'un noyau en argile et encadré par des recharges en amont et en aval.

-Hauteur maximale au-dessus du lit de l'oued : 60m.
-Longueur en crête: 665m
-Largeur en crête: 13m

-Côte de la crête: 353.5m
-Côte de la retenue normale: 345m
-Côte des plus hautes eaux: 351.3m
-Base de la digue: 340m

Les fondations sont constituées par des alternances de marnes et de grès. Les grès sont plus ou moins cimentés, les bancs les plus compacts présentent des discontinuités bien développées formant des blocs parallélépipèdes. Ces formations se présentent en structure légèrement anticlinale N30°E avec des familles de failles orientées N57°E localisées au pied du versant gauche. Un voile profond d'environ 70m en partie centrale a été exécuté depuis la galerie d'injection située dans l'axe du barrage pour assurer l'étanchéité hydraulique de la fondation.

3. Auscultation du barrage

Au niveau du barrage El Izdihar, il a été projeté trois profils d'auscultation 06, 13 et 18 pour la mesure des pressions, cinq profils piézomètriques 05, 09, 11, 15 et 20, un réseau de repères de nivellement et de planimétrie pour la mesure des déformations ainsi que des inclinomètres tassomètres installés sur les mêmes profils 06, 13 et 18.

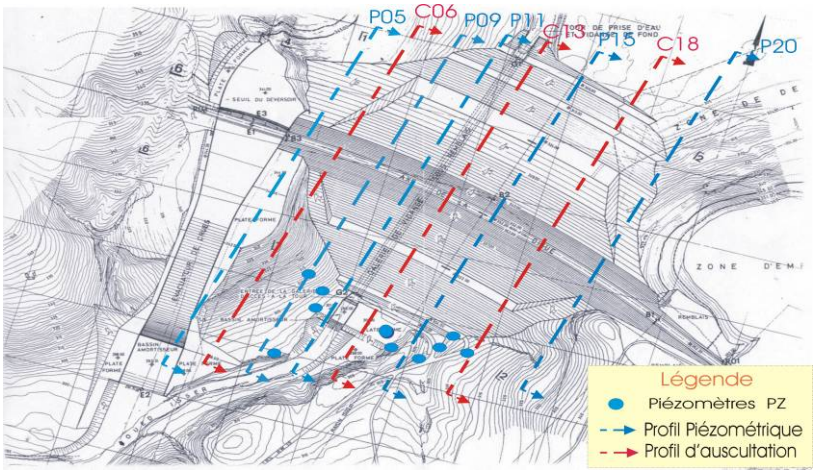


Figure 1. Schéma du réseau d'auscultation du barrage El Izdihar

Les séries utilisées pour l'interprétation des mesures d'auscultation sont consignées sur le tableau I.

Tableau I. Densité des séries des mesures d'auscultation utilisées

Paramètres	**Densité de le série**
Pluviométrie	24.04.1992 - 17.07.2002
Débits des sources à l'aval	26.01.1992 - 17.07.2002
Plan d'eau	29.06.1992 - 18.04.2006
Pressions interstitielles	30.06.1992 - 18.04.2006
Piézométrie à l'aval du barrage	17.06.2003 - 18.04.2006
Piézométrie corps du barrage et fondations	29.06.1992 - 18.04.2006
Piézométrie à l'intérieur de la galerie	02.11.2003 - 20.05.2006
Pressions des piézométres fermés	02.12.2003 - 20.05.2006
Débits des drains	13.06.2005 - 20.05.2006
Planimétrie, nivellement	1989-2003
Inclinaisons, tassements	Series non disponibles

4. Paramètres analysés et corrélations effectuées

4.1 Piézomètrie

Pour l'analyse du comportement du barrage, il a été procédé à l'analyse de certains paramètres avec corrélation entre mesures effectuées. Les graphiques ci-dessous illustrent les diverses analyses effectuées :

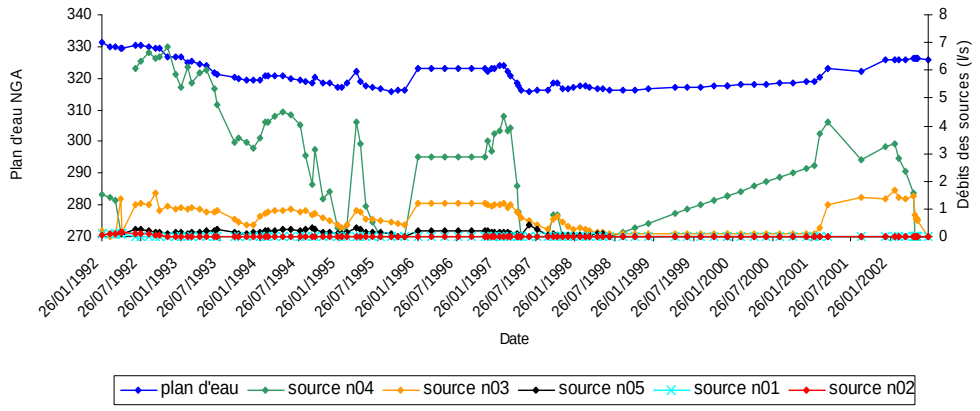


Figure 2. Variations des débits des sources en fonction du plan d'eau

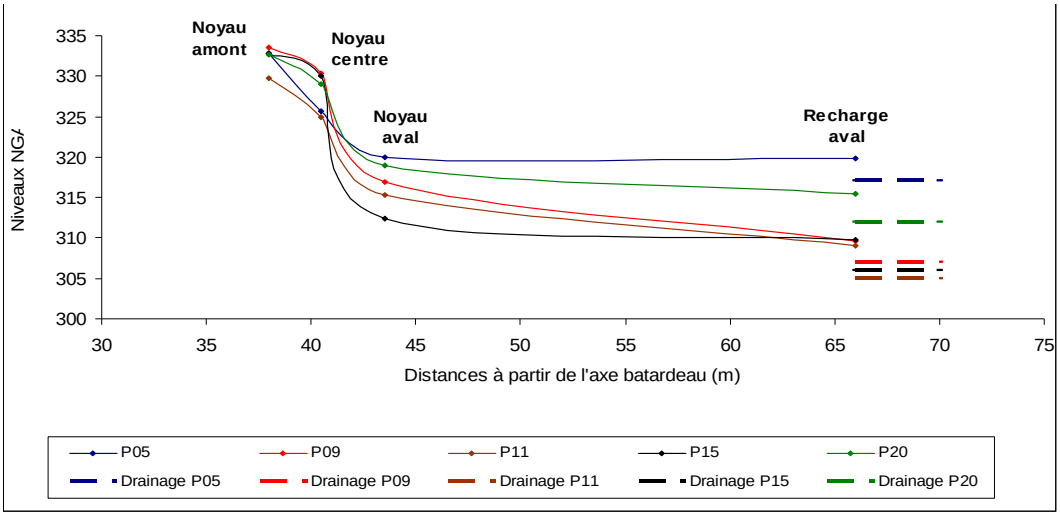


Figure 3. Variations des lignes piézomètriques dans le corps du barrage

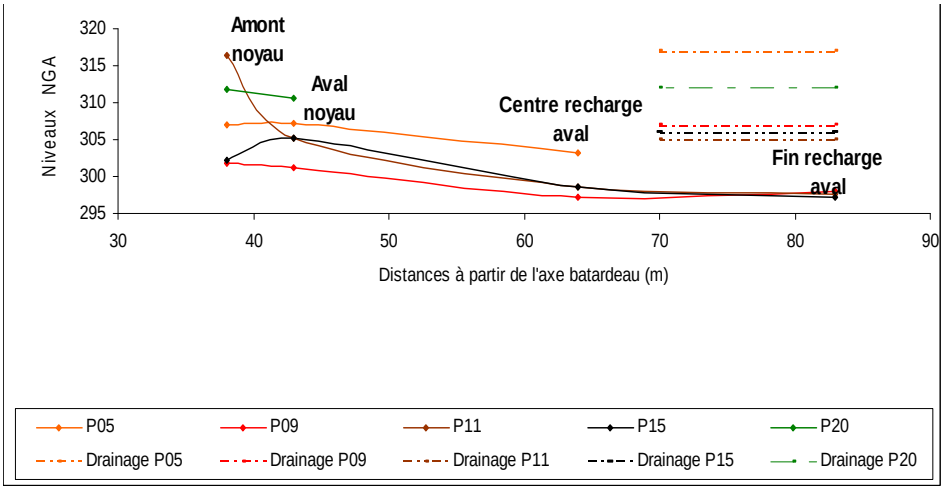


Figure 4. Variations des lignes piézomètriques dans les fondations du barrage

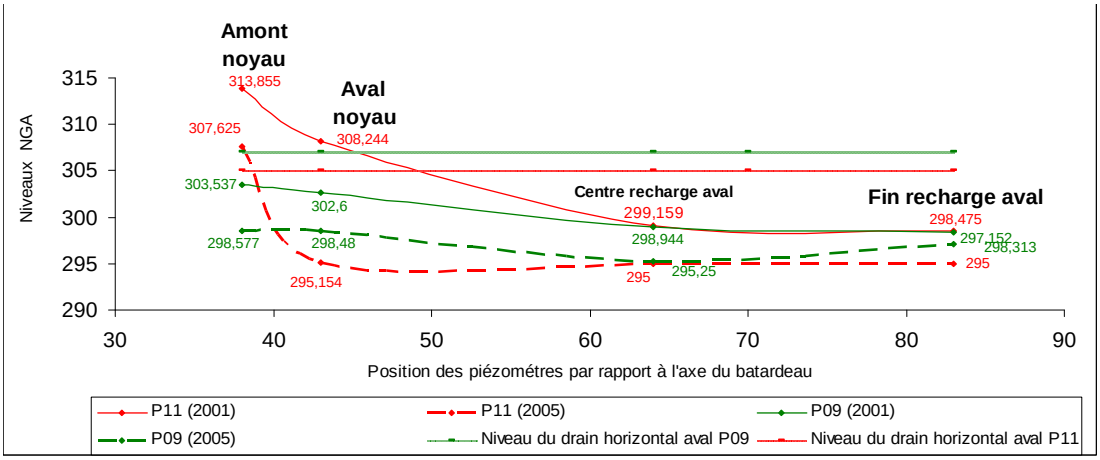


Figure 5. Variations des lignes piézomètriques dans les fondations du barrage avant et après confortement du voile injection

En rive droite, les niveaux piézométriques au niveau de la recharge aval P9-5 et P9-7 sont supérieurs à ceux des piézomètres localisés à l'aval du barrage (figure 6), par contre en rive gauche, et en considérant le profil P15, les niveaux des piézomètres au niveau de la recharge aval P15-7 et P15-5 dépassent d'environ 08 m ceux situés en aval du barrage (figure 7).

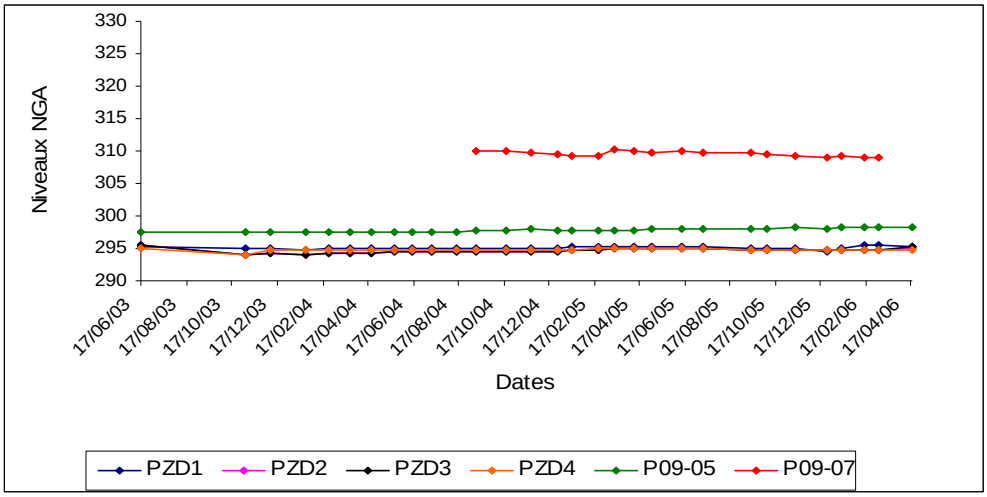


Figure 6. Comparaison des niveaux piézomètriques à l'aval du barrage avec ceux de la recharge avale du barrage, rive droite

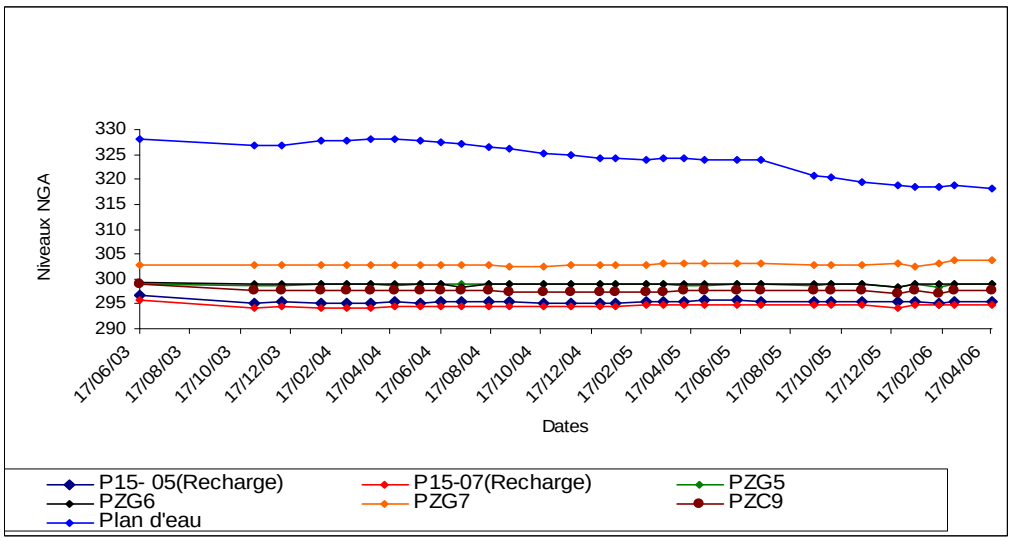


Figure 7. Comparaison des niveaux piézomètriques à l'aval du barrage avec ceux de la recharge aval du barrage, rive gauche

4.2. Pressions interstitielles

Afin d'avoir une schématisation explicite de la variation des champs des pressions interstitielles, il a été représenté, pour les profils 06 et 13, les domaines de variation concentrés des pressions interstitielles. Cette représentation a été guidée par le logi-

ciel MAPINFO avec une analyse thématique de 05 champs (figure 8). Il est à souligner, que le manque de certaines mesures sur les capsules du profil 18, n'a pas permis d'engager l'analyse thématique, afin que cette dernière, ne puisse être erronée par difficultés d'interpolation.

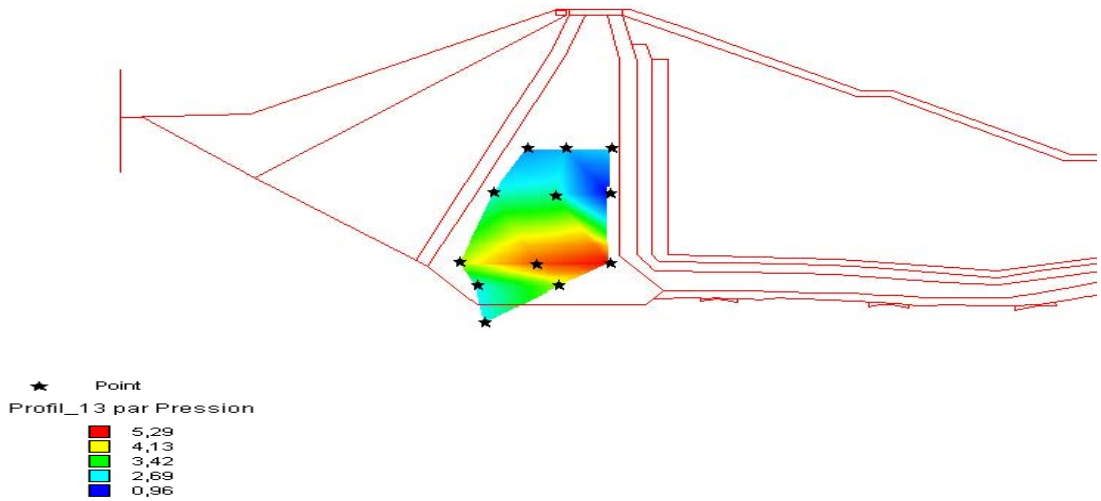


Figure 8. Variations des champs de pressions interstitielles, Profil 13

- Pour le profil 06, les concentrations de champs maximaux sont enregistrées sur les parements bas du noyau ainsi qu'en fondations, après le voile d'injection.
- Pour le profil central 13, les valeurs sont beaucoup plus élevées et se localisent sur le parement bas du noyau, au voisinage du drainage horizontal aval.

4.3. Analyse des tassements

- Les tassements observés des repères de la digue sont assez réguliers.
- Les tassements des repères de crête montrent que l'amplitude des tassements est liée à la hauteur du remblai.

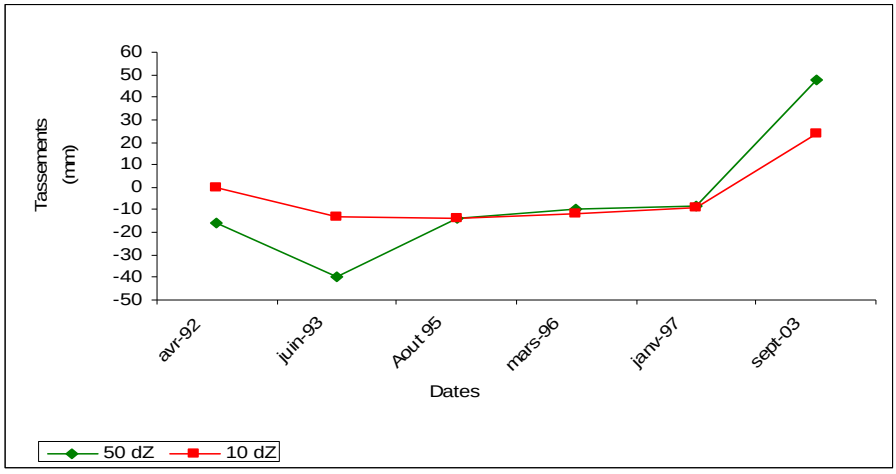


Figure 9. Variation des tassements des repères en rive droite –Evacuateur des crues

Le comportement particulier des repères en rive droite est à signaler (figure 9). Les chroniques montrent un soulèvement de ces repères. En raison du manque de mesure entre 1997 et 2004, il n'est pas possible ni de s'assurer de la représentativité de ces mesures, ni de corréler ce soulèvement avec les travaux d'injection réalisés dans le cadre du confortement du voile d'injection. Toutefois, il a été constaté lors des multiples visites des désordres sur le bajoyer droit de l'évacuateur des crues, se traduisant par l'apparition de joints évolutifs des plots.

5. Conclusion

A travers l'analyse du comportement engagée ci-dessus, les conclussions suivantes sont à citer :

Sur le plan mécanique

- Les déplacements sont orientés vers l'aval et le lit d'oued et sont maximaux en rive droite,
- Les tassements du barrage sont assez réguliers et leur amplitude est liée à la hauteur du remblai, les repères de la rive droite enregistrent un soulèvement(figure 9).

Sur le plan hydraulique

- Les évolutions des piézomètres (figures 4) montrent l'amélioration du voile d'étanchéité, avec une baisse considérable des niveaux piézométriques de fondation aval pour une période où le plan d'eau a connu un rehaussement (figure 5). Cette baisse est accompagnée d'un tarissement des sources à l'aval (figures 2).
- Certains piézomètres, notamment ceux localisés au niveau du noyau, enregistrent des niveaux supérieurs aux niveaux du plan d'eau (figures 2 et 3).
- Les niveaux piézométriques au niveau de la recharge du barrage, avant le confortement du voile, enregistrent des niveaux supérieurs à ceux du drainage horizontal aval avec un écart dépassant les 4m. Après confortement, un rabattement considérable est enregistré (figures 3 et 5).
- En rive droite, les niveaux piézomètriques à l'aval du barrage sont inférieurs à ceux installés au niveau de la recharge du barrage et coïncident avec les niveaux du lit d'oued (figure 6). En rive gauche, les niveaux piézomètriques à l'aval du barrage sont supérieurs à ceux installés au niveau de la recharge du barrage et à ceux du lit d'oued (figure 7).
- L'analyse des pressions interstitielles montre des niveaux stables et supérieurs à la côte du plan d'eau. Ceci peut être corrélé aux taux de consolidation de ce dernier.

A défaut de disposer des valeurs de pressions totales, les coefficients des pressions interstitielles des cellules restent inférieurs à l'unité. La concentration des valeurs élevées des pressions interstitielles est remarquée en fondation, à l'aval du voile d'injection et sur les parements bas du noyau (figure 8). Cette situation, combinée avec celle des niveaux piézométriques dans la recharge aval et à l'aval du barrage, témoigne d'une situation anormale vis à vis des écoulements dans le corps du barrage ainsi que ces fondations.

- Le débit du drain central est élevé et n'est pas en relation avec les variations du plan d'eau. Le débit des joints est relativement élevé aussi. Par contre, et en matière de niveaux piézométriques, les niveaux des drains fermés en rive gauche sont supérieurs à ceux en rive droite et centraux.

En fin, si sur le plan mécanique, la seule anomalie réside au niveau des déplacements et tassements en rive droite, il n'en est pas de même pour le comportement hydraulique qui connaît d'importantes anomalies.

6. Bibliographie

Rouissat N.. (2007) Etude méthodologique pour le suivi de comportement des barrages en remblais. Université de Tlemcen.

Hadji. T. (1993) Barrages et mobilisation des eaux de surface, 1er congrès national des grands barrages.

Bekkouche. A (1991). Les grands barrages, incidents et enseignements, journées d'études sur les barrages, université de Tlemcen.

Agence nationale des barrages (1992) Rapport sur le barrage Izdihar à Sisi Abdelli.

Coba. (1998) Monographie du barrage Izdihar.

Coba. (1986) Auscultation du barrage Izdihar.

Coba. (1981) Géologie du barrage Izdihar.

Ahety. Rapport sur les essais d'injection du barrage Izdihar.

Agence nationale des barrages. (2002) Rapport général sur les travaux de l'écran d'étanchéité du barrage Izdihar.

CONCILIER TERRASSEMENTS, GEOTECHNIQUE ET ENJEUX PAYSAGERS : UNE NOTE D'INFORMATION DU SETRA

RECONCILE EXCAVATIONS, GEOTECHNIC AND LANDSCAPED STAKES : A NOTE OF THE SETRA

Amandine BOMMEL[(1)], Yasmina BOUSSAFIR[(2)], Valérie BRILLAUD[(3)], Dominique GUY[(4)], Olivier MALASSINGNE[(5)], Jérôme VARILLON[(6)]
[(1)] *paysagiste, SETRA, Paris, France*
[(2)] *géotechnicien, Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées, Blois, France*
[(3)] *paysagiste, CETE Nord Picardie, Lille, France*
[(4)] *paysagiste, CETE Normandie Centre, Rouen, France*
[(5)] *géotechnicien, Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées, Saint Brieuc, France*
[(6)] *géotechnicien, Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées, Clermont Ferrand, France*

RÉSUMÉ – Le Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA) du MEEDDAT[1] a rédigé une note d'information avec des paysagistes et des correspondants terrassement des Laboratoires Régionaux des Ponts et Chaussées afin de sensibiliser les acteurs (maître d'ouvrage, concepteur routier, paysagistes, géotechniciens) aux enjeux de l'insertion des ouvrages dans le territoire. L'objectif est de pouvoir concilier les contraintes (géotechnique et paysage) avec la fabrication de l'image future de l'infrastructure.

ABSTRACT – The Technical Department for Transport, Roads and Bridges Engineering and road Safety (SETRA) of the ministry MEEDDAT[2] drafted a note with landscapers and correspondents excavation of the LRPC to inform the actors in the insertion of the works in the territory. The objective is to be able to reconcile the constraints (geotechnics and landscape) with the manufacturing of the future image of the infrastructure.

1. Introduction

Vecteur de promotion des régions et de leurs paysages, une infrastructure s'implante dans le territoire en y imposant ses propres caractéristiques et une nouvelle organisation des milieux. La difficulté de l'insertion de tels aménagements provient, entres autres, des nouveaux jeux d'échelles engendrés par le projet, et des conflits d'images du territoire traversé, vis-à-vis de celles antérieures au projet et communément appropriées par les riverains.

Les terrassements ont un impact important dans la fabrication de l'image projetée de l'infrastructure et dans son acceptabilité sociale future. Ainsi, la répartition et le traitement des déblais et des remblais jouent un rôle essentiel dans le rapport de force entre l'infrastructure et le territoire. Les terrassements permettent de conférer à la route ses caractéristiques géométriques et techniques, en rendant compatible sa destination fonctionnelle avec les contraintes physiques des sols traversés.

Pour aboutir à un projet d'aménagement techniquement et qualitativement inséré dans le paysage, la mise en place de démarches de communication et d'échange

[1] Ministère de l'écologie, de l'énergie, du développement durable et de l'aménagement du territoire
[2] Ministry for Ecology, Sustainable Development and Spatial Planning

d'informations entre les équipes en charge des études géotechniques et paysagères apparaît comme primordiale. Trop souvent, la question du paysage et de l'insertion du projet dans le territoire sont envisagées tardivement en tant qu'éléments secondaires ou solutions de rattrapage. Or, le travail du paysagiste consiste à mettre en relation le territoire et l'infrastructure en prenant en compte la perception des usagers et le confort des riverains.

Le travail mis en œuvre par le SETRA consiste à sensibiliser les différents acteurs pour donner des outils de dialogues (compréhension des objectifs de chacun, vocabulaire technique…) et à insister sur le phasage du projet. Le rôle du chef de projet est indispensable pour créer ce dialogue et garantir la conciliation des points de vue du paysagiste et du géotechnicien, car une approche unilatérale (uniquement sous l'angle du paysage ou de la géotechnique) conduirait à des erreurs de conception.

Prendre en compte les enjeux paysagers suffisamment tôt au cours de la démarche (dès les phases amont) permet d'aboutir à un meilleur projet tant du point de vue technique, environnemental qu'économique. Par ailleurs, cela répond aux nouvelles orientations de la convention européenne du paysage.

2. Les acteurs

2.1. La mission et démarche du paysagiste

Sa mission consiste à définir un parti d'aménagement paysager visant à insérer le projet d'infrastructure dans le territoire en valorisant les paysages traversés. Cette insertion passe par une mise en cohérence de l'infrastructure avec les grandes lignes et composantes du paysage en considérant les différents échelles et modes de perception (territoriale, locale, vision des usagers et des riverains).

Par ailleurs, la proposition doit également tenir compte des usages et fonctionnalités des lieux traversés (pratiques agricoles et forestières, développement urbain, fonctions écologiques…) mais aussi des exigences budgétaires et techniques (assainissement, tracé routier, géotechnique…).

C'est donc ce défi que le paysagiste doit relever pour chaque projet. Ceci nécessite une vision globale des problématiques et une attitude transversale. En pratique, le paysagiste agit sur la conception des terrassements, le parti architectural (ouvrage d'art, soutènement, protections acoustiques, etc.) et sur les principes de plantations. Il faut souligner que les opérations de terrassements ont un rôle définitif dans la fabrication du paysage de l'infrastructure.

Pour mener à bien sa mission le paysagiste s'appuie sur une démarche de projet itérative et fait appel à l'interdisciplinarité. À chaque étape le paysagiste est amené à « ré-interroger » les principes ou orientations d'aménagement. Dans cette perspective il est toujours à la recherche d'un dialogue avec les acteurs et autres professionnels impliqués pour faire émerger des solutions appropriées et acceptées de tous (hydraulique, acoustique, ouvrage d'art,…).

2.2. La mission et démarche du géotechnicien

Sa mission consiste à définir les contraintes géotechniques du site s'exerçant sur le projet d'infrastructure (contrainte de stabilité), et à caractériser les matériaux du site en proposant leur valorisation dans l'ouvrage routier.

Dans un premier temps, le géotechnicien réalise un état des lieux concernant la nature du sol afin de préciser ses caractéristiques et les difficultés susceptibles d'être rencontrées. Ce travail permet de définir les principes techniques compatibles avec les caractéristiques géotechniques et de stabilité des matériaux (pente des talus…) mais aussi avec la géométrie du projet (profil en long et en travers).

Dans un deuxième temps, le géotechnicien contribue à l'étude du projet de terrassements proprement dit. Les volumes de terrains générés en déblais et les volumes crées en remblais doivent dans l'idéal s'équilibrer. L'étude de terrassements doit proposer des destinations privilégiées au sein de l'ouvrage routier (en remblais, partie supérieure des terrassements, en couche de forme, en aménagements paysagers…). Ces déplacements de matériaux constituent le mouvement des terres. Toute opération modifiant l'équilibre des terres a une conséquence directe sur le coût des travaux de terrassement et sur le parti d'aménagement général.

Le géotechnicien doit répondre à un défi double, assurer la stabilité à long terme du projet routier et optimiser la valorisation des matériaux du site. Le mouvement des terres constitue l'aboutissement de l'étude géotechnique et le document de base pour l'élaboration du projet de terrassements.

2.3. Lien entre l'étude géotechnique et de paysage

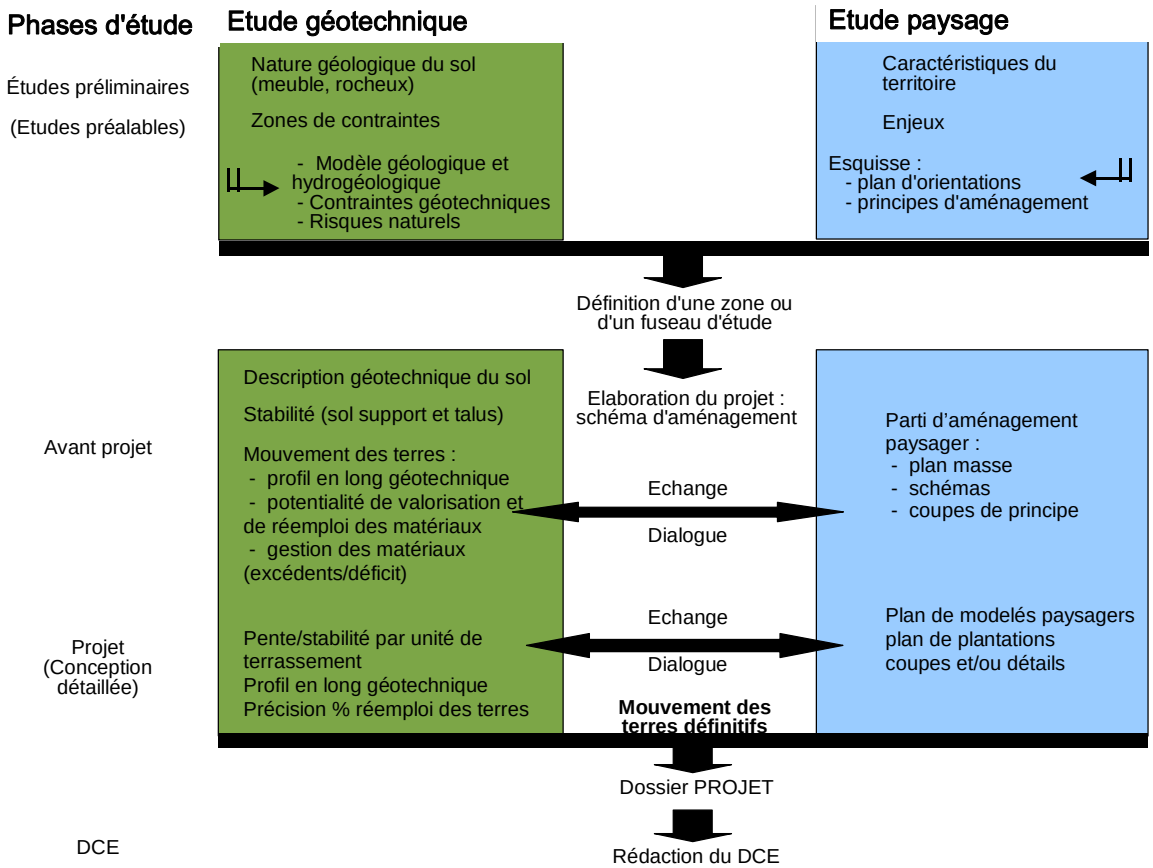


Figure 1 : Relations et échanges entre l'étude géotechnique et l'étude de paysage pendant l'élaboration du projet

Le concepteur de l'infrastructure doit, avec l'accord du maître d'ouvrage, établir un mouvement des terres « définitif » répondant à la fois aux besoins géotechniques, hydrauliques et aux enjeux paysagers. Cette synthèse nécessite d'initier le dialogue

(figure 1) entre les spécialistes des terrassements et du paysage le plus tôt possible. L'objectif est de concilier les contraintes de chacun dans un projet partagé.

3. Les moments clés du projet et du travail en équipe

Pour chacune des phases de déroulement des études, il est possible d'identifier des « points clefs ». Ceux-ci permettent de garantir les échanges nécessaires entre les différentes disciplines, d'affirmer la volonté d'un travail d'équipe où chaque réflexion apporte des éléments au projet d'ensemble (tableau I). Ceux-ci permettent également d'anticiper les difficultés et de trouver les solutions pour s'en affranchir.

3.1. Etudes d'avant projet

A ce stade de première esquisse, chacun doit faire évoluer ses propositions. Le travail et les modification sur les profils en travers et les profils en long, doit pouvoir se faire en concertation (géologue, concepteur routier, paysagiste).

D'autres thématiques qui font également appel au modelé de terrain sont également sollicitées (acoustique et ouvrage d'art notamment). Ne pas oublier la dimension foncière (grands principes) : celle-ci est à aborder avec les acteurs du territoire (agriculteur, forestiers...) avant de confirmer les options en phase Projet.

Le paysagiste peut produire un carnet d'esquisses préalables pouvant servir de support de discussion entre les disciplines et avec les acteurs locaux.

Le géotechnicien précise les contraintes incontournables (équilibre des terres, stabilité des talus, stabilité des sols support).

Les grandes lignes du projet de terrassement et les partis d'aménagement du territoire émergent à ce stade d'étude, par exemple :

- concilier emprunt de matériau de bonne qualité et création d'effets de mise en scène en travaillant sur le substratum géologique
- concilier gestion d'excédent de terres et création de modelé reproduisant la morphologie du site.

3.2. Phase projet (ou conception détaillée)

A ce stade, les résultats des études complémentaires peuvent permettre des ajustements des principes d'aménagement envisagés.

Établir un calendrier, formalisant des réunions de travail ou des temps d'échange interdisciplinaires : interfaces, points d'arrêts ou d'information, moment d'échanges/d'informations/de décision. L'objectif est d'établir la conception détaillée de l'ensemble du projet d'infrastructure concerté.

3.3. Élaboration du DCE et Chantier (ou réalisation des travaux)

La rédaction du CCTP va permettre d'intégrer les spécificités et les exigences techniques de chaque partie d'ouvrage. Il faut prévoir une liste de points d'arrêt permettant de garantir la qualité des différentes parties d'ouvrages. Celle-ci permet d'anticiper les interactions entre les lots (terrassements, plantations...). La réception de points d'arrêt identifiés nécessite la présence ou l'avis obligatoire du paysagiste (plans d'exécution, stockage et mise en œuvre de la terre végétale, fond de forme, talus...).

Prévoir la présence du paysagiste en démarrage de chantier (1ère réunion formalisée) pour apporter des précisions ou répondre aux questions que pourrait se poser l'entreprise de terrassements, mais également en cours de travaux (en fonction des contraintes et des aléas du chantier) et à la réception des travaux.

En fonction de l'importance et de la complexité des terrassements, s'interroger sur la nécessite de prévoir :

- la présence du paysagiste pendant les réunions de chantier ;
- une assistance conjointe (paysagiste, géotechnicien) pour la réception de l'ouvrage.

Tableau I : Documents à produire par phase d'étude, relatifs à la thématique

Phase d'étude	Équipe Terrassements	Équipe Paysage
Études préliminaires (Études préalables 1)	Carte géologique - Carte des contraintes Plan du tracé : ébauche de profil en long et en travers	Esquisse d'un schéma général d'aménagement paysager
Avant projet	Profil en long géotechnique Principes de profils en travers Évaluation des cubatures (réutilisation, excédent...)	Plan masse Principes de mouvement des terrassements (plan topographique/altimétrique)
Projet (Conception détaillée)	Plan d'entrées en terre % de réutilisation des matériaux Mouvement des terres géotechnique	plan de terrassement coupes plan masse carnet de détails (plantations, modelés et enrochements, épaisseur de la terre végétale)
DCE	Mouvement des terres définitif CCTP ; carnet de détails Liste des points d'arrêt avec présence géotechnicien et paysagiste	
Chantier (Réalisation des travaux)	Rédiger et diffuser le planning de l'ensemble des interventions, à tous les lots Caler les points d'arrêt (définir les dates)	

4. Dialogue entre choix d'aménagements paysagers et terrassements

La conception des terrassements dans une optique d'insertion paysagère s'appuie sur les principes ou effets recherchés suivants :

- Inscrire l'infrastructure dans la géographie (le sol) qu'elle traverse :
  - Relier harmonieusement les lignes de l'infrastructure avec celles du site
  - Révéler le substrat géologique en déblai
- Créer des effets de mise en scène, de cadrage, de balcon
- Permettre la ré-appropriation des espaces proches de la voie pour des usages agricoles ou d'autres usages,
- Créer les conditions optimales à l'implantation et au développement de la végétation

Ces principes généraux peuvent être mis en œuvre de multiples façons et font appel selon le contexte aux techniques suivantes :

- Choix de localisation et morphologie des zones de dépôts ou de protection phonique (figure 2)

- Chaussées décalées (figure 3) s'inscrivant dans la pente en respectant la géographie, tout en gagnant en stabilité,
- Pentes raidies (figure 4 et 5) permettant de magnifier la géologie du lieu et de tirer parti d'un mouvement des terres déficitaires,

Figure 2 : traitement morphologique exemplaire d'un dépôt sur A29 (CETE NC)

Figure 3 : exemple de chaussée décalée – mise à 2x2 voies RN31 (Lourdes, 65)

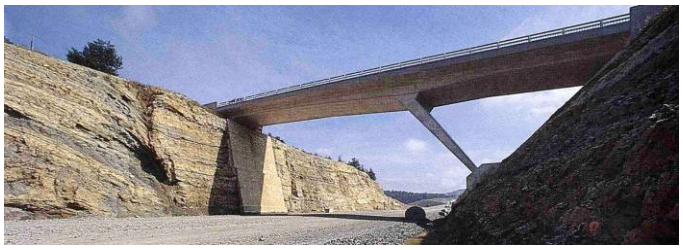
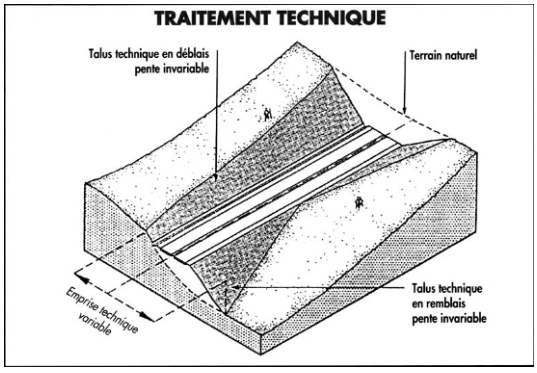


Figure 4 et 5 : pentes raidies mettant en valeur le substratum géologique

- Pentes variables (figure 6) ou adoucies (figure 7) qui s'inscrivent dans la topographie du lieu et qui peuvent par exemple être restituées à l'agriculture, en permettant de gérer des mouvements de terres excédentaires,



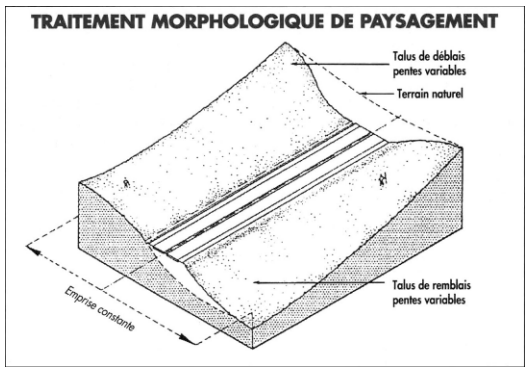


Figure 6 : bloc diagramme illustrant le principe des pentes variables (extrait du document de coordination paysagère N7-N82 de Claude Chazelle et Alain Mazas)

A19 étirement et adoucissement des talus de remblai et de déblai en continuité avec le site

A 84 zone de matériaux excédentaires les pentes faibles et étirées s'inscrivent dans les lignes générales du site.

Figure 7 : gestion d'excédents de chantier et insertion paysagère

5. Traduction technique des effets recherchés

5.1. Adapter les pentes de talus de remblais

Les contraintes de stabilité (interne et externe) augmentent avec la hauteur de l'ouvrage en terre et varient en fonction du contexte hydrogéologique et topographique du site. Un adoucissement des pentes de talus permet généralement de répondre aux contraintes de stabilité interne du remblai. Il convient néanmoins en cas de remblai de grande hauteur ou sur versant ou de sol support de mauvaise qualité de vérifier la stabilité d'ensemble et les rétablissements hydrauliques (figure 9). Cette situation permet d'écouler des excédents de chantier.

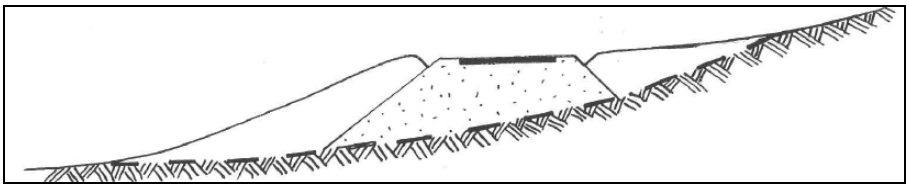


Figure 9 : schéma de principe d'un adoucissement des pentes de remblai

5.2. Adapter les pentes des talus de déblais

Pour des raisons de stabilité à long terme, un déblai meuble, quelle que soit sa hauteur, ne pourra pas supporter des pentes de talus supérieures à 3 de base pour 2 de haut (3H/2V) ou 2 pour 1 (2H/1V) ce qui rend le traitement morphologique par raidissement impossible. À noter qu'une étude de stabilité est souvent nécessaire en cas de forte hauteur de talus ou de contexte hydrogéologique particulier, pouvant amener à diminuer la pente ou mettre en place des aménagements spécifiques (redans, rabattement de nappe, protection de talus,…).

Par contre en déblai rocheux, fonction de la hauteur et de la fracturation du massif, des pentes de talus plus raides peuvent être envisagées de 1 pour 1 jusqu'à 1 pour 5 avec aménagements spécifiques : redans intermédiaires, piège à cailloux, ancrages…. Il faut anticiper sur les évolutions naturelles du talus (érosion régressive, éboulement…) notamment par l'acquisition de terrain, et vérifier la sécurité de la

route par rapport à d'éventuels rebonds de blocs. Cette situation est très intéressante dans une démarche de recherche de matériau de bonne qualité.

La pente de talus peut être adoucie généralement sans inconvénient pour la stabilité. Les conséquences pour le projet sont également l'augmentation des volumes de déblais et l'augmentation des emprises au sol. Cet adoucissement de pente peut répondre à un besoin de valorisation de matériaux spécifiques généralement meubles.

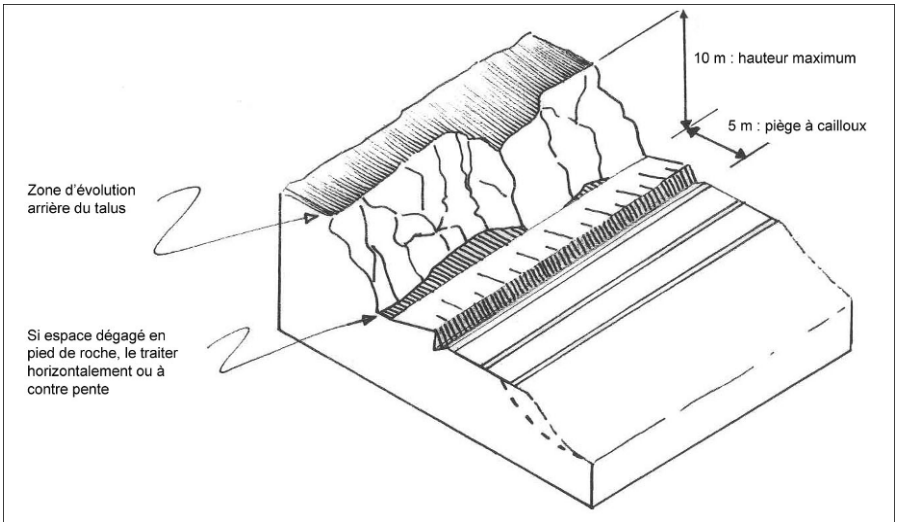


Figure 12 : traitement d'une zone de raidissement de talus avec mise en valeur de la roche

6. Conclusion

La note d'information du SETRA, diffusée en 2008, fait le point sur les besoins des acteurs qui fabriquent l'image future d'une infrastructure. L'objectif est de donner les bases communes du dialogue. Le résultat, traité par des exemples, montre que malgré de fortes différences au départ il est possible de créer des convergences dans l'intérêt de l'ouvrage : convergences techniques et paysagères.

7. Références bibliographiques

LEYRIT C., LASSUS B. (1994), Autoroute et paysages, Editions du Demi-Cercle,196 p.

MAZAS A., CHAZELLE C. (1996), Routes nationales 7 et 82, Coordination paysagère, IVe Phase. Schéma directeur paysager. DDE de l'Allier, de la Loire & et de la Nièvre,113p.

SETRA, LCPC (1992), Réalisation des remblais et des couches de forme, Guide technique

SETRA (1994), La végétalisation, outil d'aménagement, Guide technique,112p.

SETRA (1999), Le nouveau fascicule 35 du CCTG aménagements paysagers, aires de sports et de loisirs de plein air, Note d'information EEC n°62,

SETRA (2002), Gestion des dépôts de matériaux excédentaires en zone agricole, Note d'information EEC n°68

SETRA (2007), Conception et réalisation des terrassements : Fascicule 1 : Etudes et exécution des travaux, Guide technique

LE CONTOURNEMENT ROUTIER DE THONON-LES-BAINS ET LE FRANCHISSEMENT DE LA COSTIERE DE LA DRANSE

THE DEVIATION OF THONON-LES-BAINS AND THE CROSSING OF COASTAL OF THE DRANSE

Fabien BORSELLINO[1], Yves GUERPILLON[2]
1 EGIS SE Géotechnique, Seyssins, France
2 EGIS SE Géotechnique, Seyssins, France

RÉSUMÉ – Le projet de contournement routier de Thonon-les-Bains s'inscrit dans le projet de désenclavement de Chablais. Au niveau du passage de la Dranse, le projet se projette à flanc de coteau. Nous nous proposons de présenter les contraintes de ce projet de franchissement et les solutions qui ont été retenues.

ABSTRACT – The Thonon-les-Bains by-pass project falls under the project of improving the access to Chablais. In the vicinity of the river Dranse, the project is located in a hillside. We propose to present the constraints of this project and the solutions which were adopted.

1. Introduction

Le contournement routier de Thonon-les-Bains fait partie du plan de désenclavement du Chablais, approuvé le 7 juillet 1999 par le Ministère de l'Equipement, des Transports et du Logement. Déviant la RN 5 pour contourner Thonon-les-Bains, ce projet fait suite au projet de l'autoroute A400 qui devait relier A40 à la Suisse et éventuellement l'autoroute N9.

La Déclaration d'Utilité Publique (DUP) de ce projet avait été prise en 1995 pour une première section Annemasse–Thonon. Elle a été cassée en 1998 après un recours.

L'alternative à l'autoroute a déjà eu un commencement de mise en œuvre. En effet, le Département avait déjà aménagé en partie à 2 x 2 voies la Route Départementale Bonne-sur-Ménoge (A.40)–Annemasse (carrefour des Chasseurs) et l'Etat la RN 206 entre Annemasse/Machilly, cet axe étant parallèle au début de projet A.400.

La solution maintenant retenue est celle de poursuivre l'itinéraire par une voie en site propre (voir figure 1) :

- sous maîtrise d'ouvrage Etat pour le tronçon Machilly/Thonon-les-Bains,
- sous maîtrise d'ouvrage Département (Conseil Général de la Haute-Savoie) pour le contournement de Thonon-les-Bains, dont la mise en service est prévue en 2008. Egis est intervenu sur le projet en tant que Maître d'œuvre.

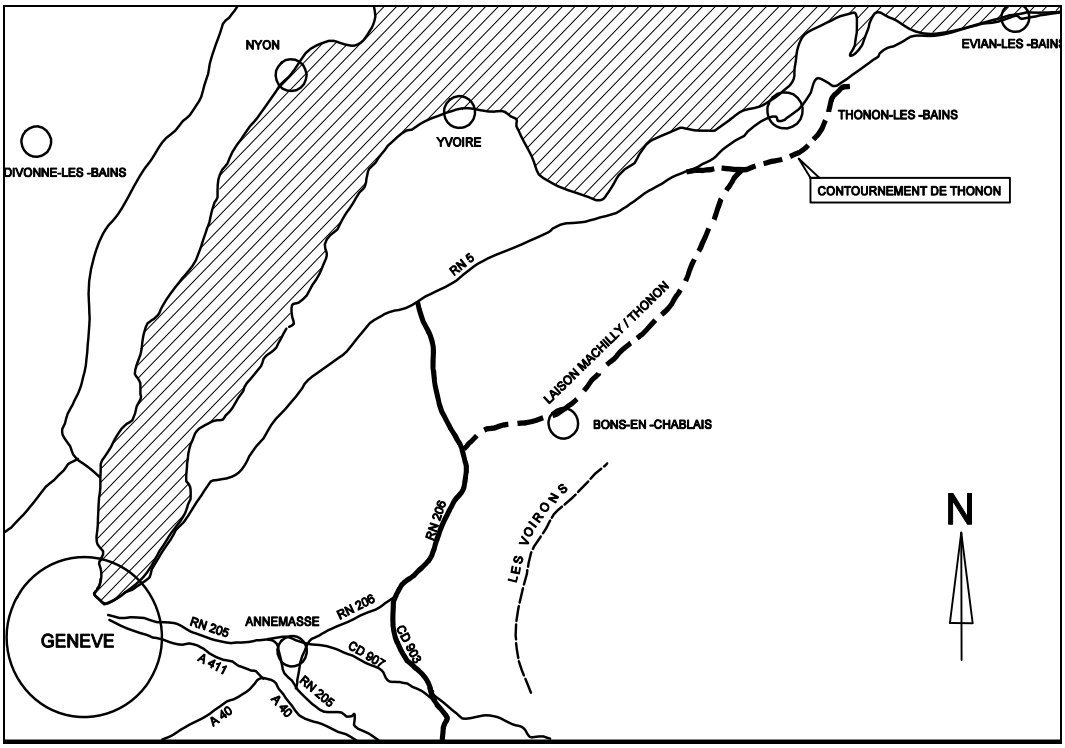


Figure 1 : plan de situation

Depuis Anthy (sur la RN 5 à l'Est), le contournement rejoint la terrasse de Thonon-les-Bains, en passant par le viaduc du Pamphiot, puis redescend sur la RN5 en direction d'Evian par la costière de la Dranse (voir figure 2).

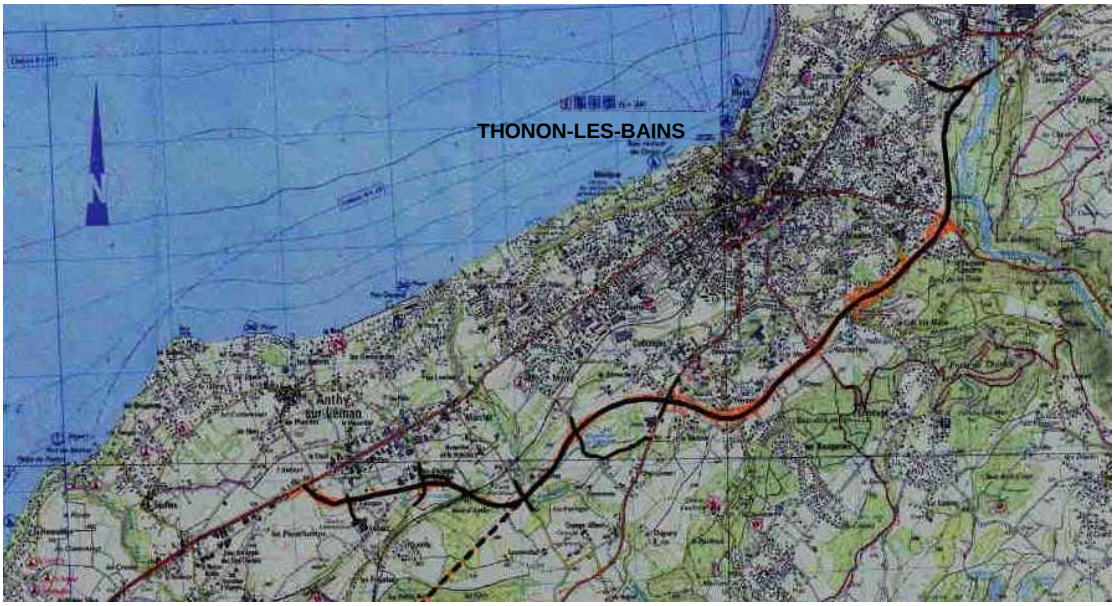


Figure 2 : plan de situation, échelle 1/100000e

Ce tracé permet de délester le trafic de transit tout en offrant une alternative au trafic inter-quartiers.

La prise en compte des contraintes environnementales conduit à un tracé qui limite la consommation d'espaces boisés au minimum. D'autre part, les principales zones humides : Pamphiot, Dranse, Marais de la Versoie, sont évitées par le projet.

2. Conditions géologiques, géotechniques et hydrogéologiques

Le projet de contournement de Thonon-les-Bains recoupe des formations glaciaires et fluvio-glaciaires reposant sur un substratum molassique en profondeur. Du point de vue géotechnique, le projet peut être découpé en trois parties :

- à l'Est du viaduc du Pamphiot, sont principalement rencontrés les terrains morainiques, il s'agit des moraines lessivées, argiles à blocaux et moraines caillouteuses). Les formations de surface sont aquifères (moraines lessivées).
- au Sud de Thonon-les-Bains, les terrains fluvio-glaciaires à tendance gravelo-sableuse, sont aquifères mais le niveau de la nappe est généralement en dessous de la plate-forme d'après les relevés piézométriques disponibles.
- à l'Ouest, la costière de la Dranse, d'une hauteur de 25 m environ, marque la limite des formations fluvio-glaciaires. Les moraines (argiles à blocaux) affleurent sous les colluvions de pente en pied de versant. Après le passage de la costière de la Dranse, le projet se situe dans la vallée de la Dranse où se sont déposées des alluvions sablo-graveleuses.

Nous examinerons ci-après les dispositions retenues pour le passage à flanc de coteaux dans le versant Est de la costière de la Dranse,

3. Le franchissement de la costière de la Dranse

Entre les PK 7 et 7.5, le projet doit franchir la costière de la Dranse qui constitue un des obstacles géotechnique majeurs du tracé. Cette costière est située en bordure des terrasses de Thonon (dépôts fluvio-glaciaires) et des moraines. Ce ravin, creusé par le torrent, présente un versant emprunté par le contournement. Celui-ci est raide et est recouvert de colluvions de pente. Le talus des coteaux est localement sub-vertical en tête puis la pente est plus douce vers la base (de l'ordre de 35°). Les moraines Wurmiennes sont présentes en fond de vallon avec les alluvions de la Dranse et sous les dépôts fluviaux glaciaires (voir figure 3).

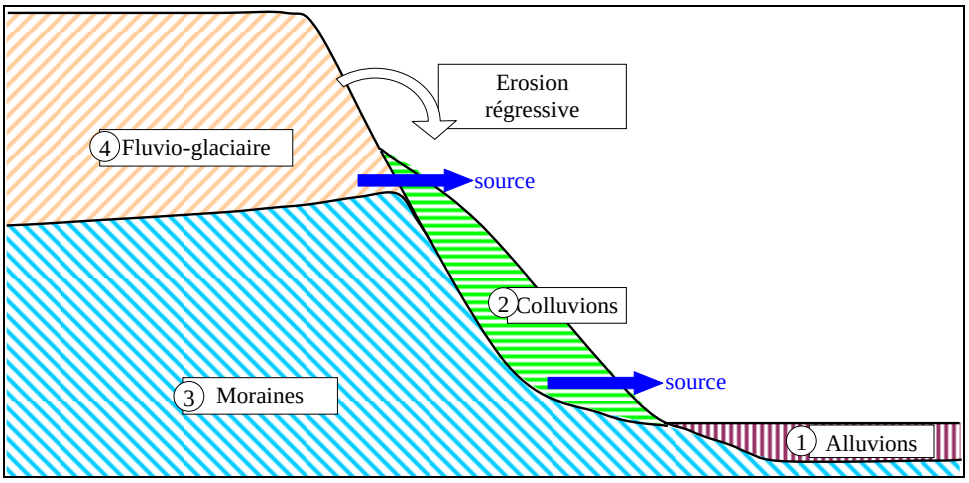


Figure 3 : Schéma géologique de la costière

La costière est le siège d'une érosion régressive dont le mécanisme est le suivant :

- L'horizon fluvio-glaciaire 4 est aquifère alors que les argiles à blocaux (moraines 3) sont peu perméables. Dans ces conditions, des résurgences ont lieu soit au toit des moraines, soit au droit d'horizons de sables fins moins perméables.
- Ces sources génèrent une érosion régressive de la partie inférieure de la costière, en particulier dans les horizons de sables fins.
- Cette érosion est à l'origine des falaises sub-verticales présentes dans la costière, falaises qui reculent en fonction de l'érosion en partie inférieure.

4. Analyse des différentes solutions

Trois solutions ont été analysées au stade de l'Avant-projet :

- une **solution mur s,** principalement en remblai à flancs de costière,
- une **solution viaduc**,
- une **solution mixte** (mur + viaduc).

4.1. Impact environnemental

Compte tenu de la nécessité de réaliser des pistes de chantier, l'impact sur l'environnement est similaire pour les trois solutions durant les phases chantier (notamment la dérivation ponctuelle du Berle, ruisseau situé en pied de costière).

En phase exploitation, la situation est différente : la solution Murs avec protection par enrochements sur site a un impact un peu plus important en termes d'emprise, comparée aux deux autres solutions (Solution Viaduc et Solution Mixte).

Toutefois, l'impact environnemental des trois variantes sur le fonctionnement écologique local est globalement équivalent. En effet, pour les solutions présentant un viaduc, les espaces situés sous le tablier seront également dénaturés.

4.2. Impact foncier

La solution « Murs » est une façon de conforter les relations urbanité/naturalité de ce passage particulier du tracé. Cette solution permet de respecter l'intégrité du site, ainsi que la géométrie des coteaux.

En outre, les terrasses successives adoucissent visuellement l'effet de hauteur de cette costière.

Cette solution permet à la voie de s'inscrire dans le site tout en le révélant.

Concernant la solution « Viaduc », elle n'apporte pas de réponse satisfaisante au grand paysage qu'elle traverse. Elle génère des délaissés peu engageants en pied de pile et sous le tablier du fait de cette inscription parallèle d'un type d'ouvrage qui a normalement pour vocation de franchir transversalement une brèche.

Enfin, la mixité de la solution « Murs + Viaduc » complexifie la lecture de l'ensemble.

4.3. Stabilisation de l'évolution de la costière

Seule la solution « Murs » apporte une réponse définitive au problème de l'instabilité du versant de la costière, en haut de laquelle plusieurs habitations sont actuellement confrontées à des problèmes d'éboulement de la costière. La solution « Mixte Viaduc + Murs » assure la stabilité sur une partie de la costière, celle concernée par la réalisation des murs avec terrasses.

La solution « Viaduc » ne permet pas d'assurer la pérennité de la costière, tout comme la zone concernée par le viaduc dans la solution « Mixte ».

4.4. Comparaison des différentes solutions

Aussi, l'analyse des contraintes géotechniques marquées par des instabilités potentielles, la limitation des emprises (due à la protection de l'environnement à l'aval et parcelles privées à l'amont) et la pente transversale significative imposent la réalisation d'ouvrages de franchissement appropriés et ont conduit à retenir la solution mur (voir tableau I. analyse multicritère dans le tableau suivant). En effet, celle-ci est la plus économique et elle permet de plus de stabiliser la costière. L'impact environnemental de cette solution est par ailleurs acceptable.

Tableau I. analyse multicritère de l'Avant-projet

Solutions	Impact environnemental	Impact foncier	Impact géométrie et tracé	Impact urbain, paysager et architectural	Stabilisation de l'évolution de la costière	Coût	Délais	Risques travaux	Exploitation
Solution « Murs »	**	**	**	***	****	****	***	**	**
Solution « Viaduc »	***	**	*	*	*	*	***	**	***
Solution « Mixte Viaduc + Murs »	***	**	**	*	**	**	*	**	**

5. Eléments géologiques et géotechnique

On peut distinguer les faciès suivants :

1 – <u>Alluvions</u> : Ces alluvions sont des graves sableuses et sont présentes sur une épaisseur moyenne, à l'aval de la costière. Ces alluvions intéressent peu le projet qui se situe principalement dans le versant.

2 – <u>Colluvions sableuses</u> : Ces colluvions sont liées à l'altération des dépôts fluvio-glaciaires en bordure du ravin formant le lit de la Dranse. Ce sont essentiellement des sables (pour les profils les plus en amont) et des graves sablo-limoneuses.

3 – <u>Moraines</u> : Ce sont des argiles à blocaux. Cette formation fait partie du complexe wurmien et caractérise la moraine de fond typique de la région. Son faciès est très constant : « argiles » (ou plutôt silt d'un point de vue géotechnique) bleues, jaunes quand elles sont altérées, à galets et blocs quelquefois volumineux (1 à 2 m de diamètre).

4 - <u>Fluvio-glaciaire</u> : Les terrasses de Thonon sont des dépôts apportés par les torrents dans un lac périglaciaire déterminé par le versant de la vallée et le glacier du Rhône en régression. La structure de ces dépôts est deltaïque. Les matériaux des terrasses de Thonon sont essentiellement sablo-graveleux et ont une composition pétrographique avec une prédominance de galets préalpins sur les galets de roches métamorphiques ou cristallines.

Les reconnaissances géotechniques ont essentiellement consisté en :

- Reconnaissance visuelle et étude de la géologie du site ;

- Interprétation géomorphologique à partir des photographies aériennes ;
- Réalisation de sondages carottés avec prélèvement d'échantillons intacts pour essais de laboratoire (identification et cisaillement à la boîte et au triaxial) ;
- Réalisation de sondages pressiométriques, de sondages à la pelle araignée, de piézomètres, d'essais de laboratoire, de profils de sismique réfraction et de sondages électriques.

Les caractéristiques de cisaillement prises en compte pour l'établissement du projet sont issues des essais de cisaillement et de calculs à rebours sur la stabilité actuelle du versant.

6. Description de la solution Murs en remblai

Pour les remblais de grande hauteur, le contexte géotechnique précité a conduit à se limiter aux ouvrages en sols renforcés par armatures peu extensibles avec un parement vertical. Le projet est disposé dans la costière. Pour des raisons de stabilité générale, des murs en cascade sont localement disposés à l'aval du projet (figures 3, 4 et 5). L'ensemble des murs en remblai atteint une hauteur maximale de l'ordre de 25 m environ.

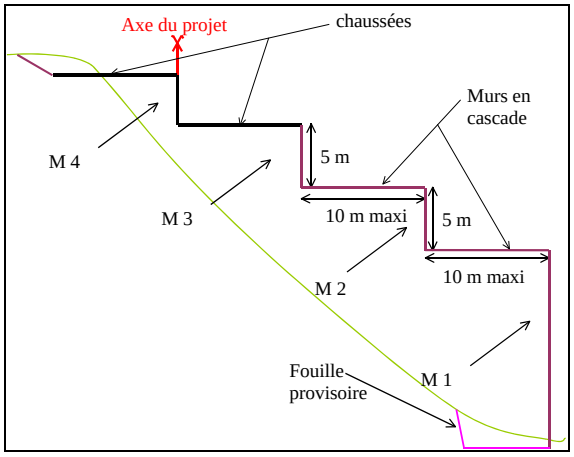


Figure 3 : Avant le PK 7200

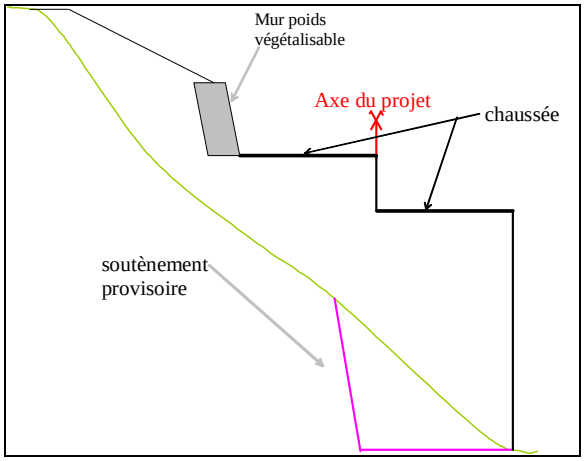


Figure 4 : Au-delà du PK 7200

Figure 5 : photographie des murs en cascade

Pour les murs amont, le choix s'est porté sur un mur poids végétalisable (voir figure 6).

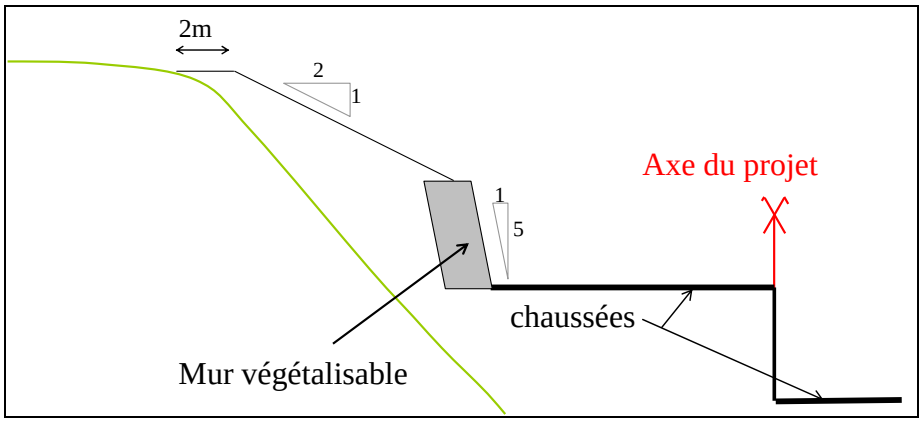


Figure 6 : mur poids amont végétalisable

Le groupement DTP/PERRIER/GFC a mis en œuvre des murs de type VSOL pour les murs en sol renforcé, et des murs de type EVERGREEN pour les murs végétalisables.

Les matériaux de remblais utilisés pour la construction des murs sont issus du projet.

7. Hydrologie

La Dranse est, avec le Pamphiot, l'un des deux cours d'eaux les plus importants concernés par le contournement routier.

A la lecture du Schéma Directeur d'Aménagement et de Gestion des Eaux du Bassin Rhône-Méditerranée-Corse, il ressort que la partie aval de la Danse est considérée comme une zone où vivent des espèces animales et végétales endémiques, rares, à forte valeur patrimoniale pour le bassin

Le ruisseau du Berle est un petit affluent rive gauche de la Dranse, formé par de nombreuses sources de versant. Il s'écoule dans le lit majeur de la Dranse, avec une faible pente. Son cours divague au pied du versant, et donne ainsi naissance à une zone humide d'intérêt écologique.

Les sources sont présentes tout le long de la costière et une partie de leurs apports s'infiltre, l'autre alimentant le ruisseau du Berle.

La vallée alluviale de la Dranse ainsi que le ruisseau du Berle et sa zone humide associée représentent un enjeu écologique fort. La vallée alluviale de la Dranse est en effet, du fait de sa divagation, un écosystème dynamique générateur d'une diversité importante d'habitats.

L'implantation du pied des murs en sol renforcés a du prendre en compte ces contraintes. Le ruisseau du berle a été dévié dans un marché de travaux préparatoires, la zone humide a été préservée. Les eaux provenant du chantier ont été filtrées.

En outre, l'intégralité du lit majeur de la Dranse est préservée car l'ensemble des flux et de l'espace de divagation de la Dranse seront respectés.

Afin de préserver les écoulements provenant de la costière, des ouvrages hydrauliques plus ou moins importants ont été réalisés : buses de diamètre 1500 mm (Figure 7) et deux ouvrages 2.50 x 3 m pour les deux sources les plus importantes, avec la mise en place de drains sub-horizontaux pour le captage des sources (Figure 8). Une couche drainante de 1 m a également été mise en place sous la base des murs en sol renforcés afin de conforter le principe de transparence hydraulique des ouvrages réalisés.

Figure 7 : ouvrage hydraulique ϕ1500

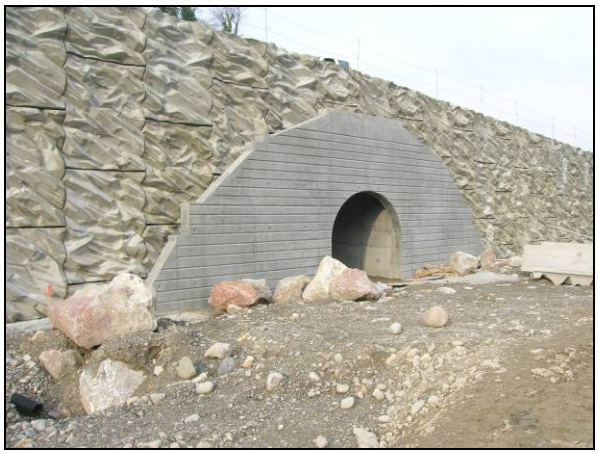


Figure 8 : ouvrage hydraulique 2.50 x 3 m

7. Foncier

Aucune habitation n'est détruite avec le projet retenu. Des écrans acoustiques sont prévus en crête de la costière pour protéger les habitations des nuisances sonores.

8. Conclusions

Le contournement routier de Thonon-les-bains s'inscrit dans un cadre environnemental sensible : géologie, hydrogéologie, foncier, écologique. Les travaux ont été réalisés avec un souci constant de limiter l'impact environnemental : transparence hydraulique, réemploi des matériaux, stabilisation de la costière, rétablissement des cours d'eau avec des compensations environnementales. De plus, ce projet va permettre de redonner vie à cette zone à fort potentiel écologique.

ANALYSE NUMERIQUE DE LA MISE EN PLACE D'UNE PAROI MOULEE

NUMERICAL ANALYSIS DIAPHRAGM WALL INSTALLATION

Sébastien BURLON[1] et Hussein MROUEH[2]
1 Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Lille, 59482 Haubourdin, France
2 Laboratoire de Mécanique de Lille, UMR 8107, USTL, 59655 VILLENEUVE D'ASCQ, France

RÉSUMÉ – Cette communication présente l'influence du processus de mise en place de la paroi moulée sur les mouvements de sols calculés lors d'une excavation. Les différentes méthodes de modélisation sont tout d'abord présentées (méthodes WIP et WIM). Ensuite quelques résultats en deux puis en trois dimensions sont analysés pour différentes valeurs du coefficient de pression des terres au repos K_0 et différents nombres et longueurs de panneaux.

ABSTRACT – This paper deals with the influence of the diaphragm wall installation on the soil movements during the excavation. Several numerical methods are presented (methods WIP and WIM). After, some results with two then three dimensions calculations are analysed for differents values of the earth pressure coefficient at rest and several numbers and lengths of panels.

1. Introduction

Le coefficient de pression des terres au repos K_0 est un paramètre essentiel de la modélisation numérique des excavations puisqu'il intervient dans la définition des forces de déconfinement qui sont appliquées sur les bords libres de la fouille. En général, il est estimé à partir de la formule de Jaky : $K_0=1-\sin\varphi$ avec φ l'angle de frottement du sol en place. Son estimation à partir de mesures in situ est possible mais relativement complexe d'autant plus que la valeur obtenue peut être modifiée par la construction de l'ouvrage géotechnique étudié. C'est le cas pour les parois moulées où la réalisation de l'écran nécessite d'excaver le terrain sous boue bentonitique afin de pouvoir couler le béton constituant la paroi. Cette phase de mise en place bien que généralement négligée dans les calculs perturbe le terrain et modifie a priori l'état de contraintes du sol en place. Actuellement, la puissance des ordinateurs permet de modéliser ce processus de réalisation (Gourvennec et Powrie, 1999, Ng et Yan, 1999, Frih, 2005, Schäfer et Triantafyllidis, 2006). Ce type de calcul revient en fait à modifier l'état de contrainte autour du soutènement et à définir une nouvelle contrainte horizontale qui va influer sur la cinématique de l'excavation.

Cette communication propose d'analyser l'influence de cette modification de l'état de contraintes sur les mouvements du sol induits par l'excavation qui suit la réalisation de l'écran. Au préalable sont présentés différents types de modélisation : celles de type WIP (« Wished In Place ») où la réalisation de l'écran n'est pas prise en compte et à l'inverse celles de type WIM (« Wall Installation Modelled ») où le processus de réalisation de l'écran est modélisé.

2. Principes de modélisation WIP et WIM

2.1. Modélisations de type WIP

Les modélisations de type WIP sont relativement classiques. Elles consistent à réaliser l'état initial des contraintes en présence du soutènement et donc à négliger l'influence de la mise en place de celui-ci sur le champ de contraintes proche de l'écran. Selon les logiciels de calcul, cela se traduit :

- Par la définition directe d'un état initial des contraintes en fonction de la masse volumique des différents matériaux dont celle du soutènement, de la position d'une éventuelle nappe hydrostatique et du coefficient de pression des terres au repos défini pour chaque matériau.
- Par une phase de génération des contraintes géostatiques en appliquant des forces volumiques en fonction de la masse volumique des différents matériaux dont celle du soutènement, de la position d'une éventuelle nappe hydrostatique et du coefficient de Poisson ν de chaque matériau.

La suite du calcul consiste à désactiver par phases les éléments massifs constituant le sol à excaver de manière à atteindre la profondeur voulue pour la fouille.

2.2. Modélisation de type WIM

Les modélisations WIM sont caractérisées par une phase supplémentaire de réalisation du soutènement. On peut décomposer ces modèles en trois phases :

- La première consiste à générer sans le soutènement l'état initial des contraintes dans le sol en place de manière directe ou appliquant des forces volumiques.
- La seconde consiste à modéliser la réalisation du soutènement.
- La troisième consiste à désactiver par phases les éléments massifs constituant le sol à excaver de manière à atteindre la profondeur voulue pour la fouille.

La seconde phase peut être décomposée en trois étapes :

- Etape n°1 : désactivation en une phase des éléments massifs situés à l'emplacement du soutènement et activation sur les bords libres de contraintes simulant l'action de la bentonite. La contrainte appliquée est définie par :

$$\sigma(z) = \gamma_b z \qquad (1)$$

Avec : γ_b=11 kN/m^3 la masse volumique de la bentonite.
Cette donnée varie suivant les auteurs mais restent généralement comprise entre 10.1 kN/m^3 (Ng et Yan, 1999) et 12 kN/m^3 (Gourvennec et Powrie, 1999). Pour cette étude, une valeur de 11 kN/m^3 est retenue.

- Etape n°2 : augmentation de la contrainte appliquée de manière à reproduire l'action du béton liquide. La contrainte appliquée est définie par une relation bilinéaire car les mesures réalisées ont montré que la pression induite par le béton liquide n'est pas hydrostatique (Lings et al., 1994, d'après Frih, 2005) :

$$\sigma(z) = \gamma_c z \quad \text{si } z<h_c \qquad (2)$$

$$\sigma(z) = \gamma_b z + (\gamma_c - \gamma_b) z \quad \text{si } z>h_c \qquad (3)$$

Avec : γ_c=23 kN/m^3 masse volumique du béton frais et h_c la hauteur critique telle qu'elle est définie dans la littérature. On considère dans la suite que la hauteur critique est égale au tiers de la hauteur du soutènement.

- Etape n°3 : Annulation des contraintes appliquées et activation d'éléments massifs modélisant le soutènement (E=20 GPa, ν=0.2, γ=25 kN/m^3). Le soutènement est donc supposé avoir un comportement purement élastique et le module d'Young choisi représente une valeur intermédiaire entre le comportement à court et à long terme du béton.

Cette procédure est mise en œuvre sur des modèles en deux dimensions ou WIM2D (figure 1) et en trois dimensions ou WIM3D (figure 2). En général, sur les modèles en trois dimensions, le nombre n des panneaux considérés varie entre 3 et 9. La longueur l des panneaux varie suivant les modélisations mais reste souvent comprise en 2 et 8 m ce qui correspond aux longueurs habituellement rencontrées sur les chantiers. Pour les panneaux situés aux extrémités gauche et droite du modèle, la longueur des panneaux est divisée par 2 pour des raisons de symétrie. La longueur du tronçon d'écran à modéliser et donc, le nombre de panneaux à considérer, leur longueur ainsi que le nombre d'éléments composant chaque panneau doivent être fixés par le modélisateur qui garde le souci d'avoir à la fois des temps et une précision de calcul relativement acceptables.

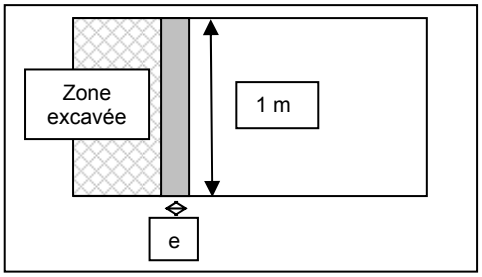


Figure 1. Modélisation WIM2D fréquemment adoptée (vue en plan).

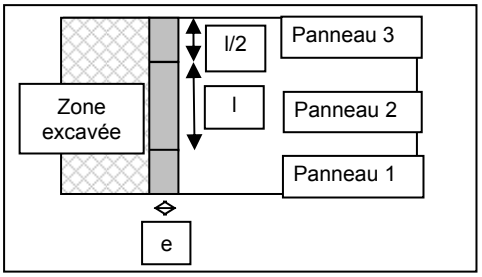


Figure 2. Modélisation WIM3D fréquemment adoptée (n=3) (vue en plan).

3. Présentation de l'exemple de référence – Premiers résultats

3.1. Présentation de l'exemple

L'étude est réalisée en deux dimensions sur un modèle dont les données géométriques et géotechniques proviennent des excavations réalisées au début des années 90 à Villeneuve d'Ascq et à Roubaix lors de la construction du métro (figure 3). L'excavation modélisée est décomposée en 6 phases (phase 1 à 6) au cours desquelles le terrain est excavé par couche de 2 m de hauteur. La profondeur totale de l'excavation est de 12 m. La paroi moulée permettant l'excavation mesure 26 m de long et 1 m d'épaisseur. Aucun buton n'est mis en place afin de simplifier l'étude. Il est nécessaire de préciser qu'un tel soutènement ne serait pas réalisé dans la pratique.

Le modèle utilisé pour le sol est de type élastique parfaitement plastique. Le module d'Young augmente linéairement avec la profondeur selon la relation définie sur la figure 3 et le critère de rupture utilisé est de type Mohr-Coulomb avec une règle d'écoulement non associée. Le soutènement est modélisé par une seule couche d'éléments massifs et est supposé avoir un comportement élastique linéaire (figure 3). Aucun élément d'interface n'a été considéré entre les éléments massifs modéli-

sant le sol en place et le soutènement. Les effets de la réalisation de l'écran sur le sol en place sont négligés. Le maillage mis en œuvre est présenté sur la figure 4. L'état initial est défini par un coefficient de pression des terres au repos K_0 égal à 1. Les calculs sont réalisés par la méthode des différences finies (Itasca, 2002).

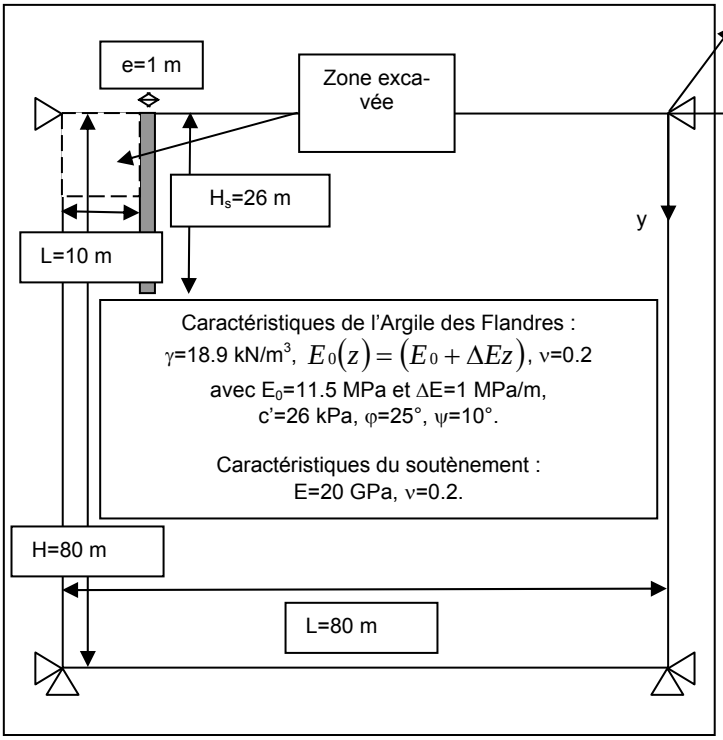


Figure 3. Données géométriques et géotechniques.

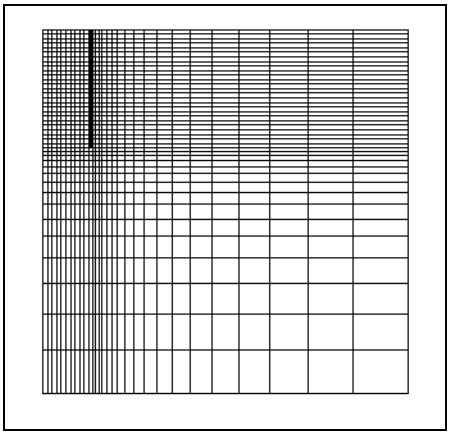


Figure 4. Maillage mis en oeuvre.

3.2. Premiers résultats en 2D

3.2.1. Comparaison entre les modèles WIP et WIM

La prise en compte du processus de réalisation de l'écran modifie l'état de contraintes notamment en arrière du soutènement ce qui influe directement sur le champ de déplacements calculés comme le montrent les figures 5 et 6. Sur ce cas particulier, le calcul de type WIM fournit une déformée de l'écran plus importante et une cuvette de tassement plus prononcée ce qui témoigne d'un plus grand développement de la plasticité.

3.2.2. Influence du coefficient de pression des terres au repos K_0

Les calculs de type WIM permettent en fait de définir un état de contraintes différent de celui obtenu à partir d'un calcul de type WIP. Il est toutefois nécessaire de vérifier avant de poursuivre l'analyse des résultats la sensibilité de la méthode WIM vis-à-vis du coefficient de pression des terres au repos K_0. La figure 7 présente le rapport entre la contrainte horizontale obtenue après la modélisation du processus de mise en place de l'écran et la contrainte verticale initiale juste en arrière de l'écran pour différentes valeurs du coefficient de pression des terres au repos. Il apparaît que le champ de contrainte horizontale est indépendant du coefficient de pression de terres au repos et dépend uniquement des masses volumiques de bentonite et de béton liquide considérées. Cette observation se traduit pour les calculs de type WIM

en deux dimensions par un champ de déplacements indépendant du coefficient de pression des terres initial. Elle montre donc les limites des calculs de type WIM en deux dimensions et oblige à tester les potentialités d'un calcul de type WIM en trois dimensions.

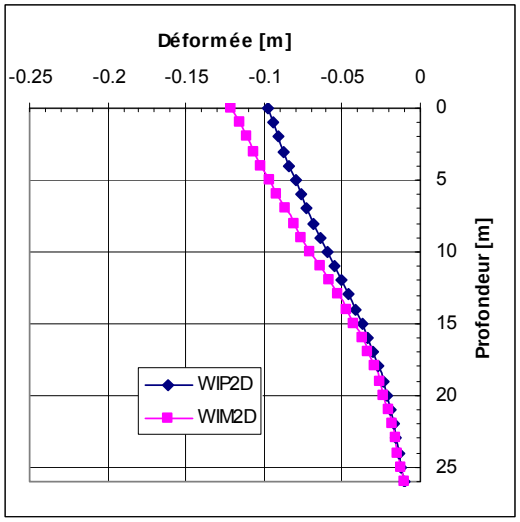


Figure 5. Comparaison des déformées entre les modèles WIP2D et WIM2D pour K_0=1.

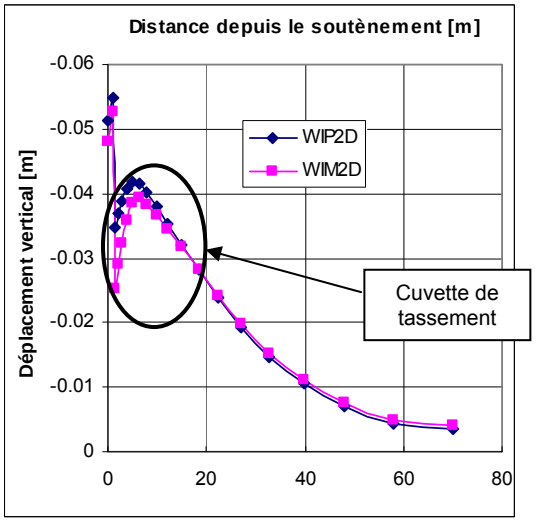


Figure 6. Comparaison des déplacements verticaux du sol entre les modèles WIP2D et WIM2D pour K_0=1.

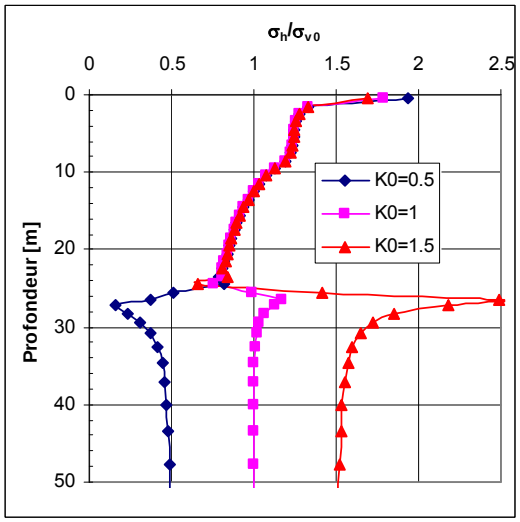


Figure 7. Comparaison des rapports σ_h/σ_{v0} à la fin de la réalisation de l'écran pour différentes valeurs du coefficient de pression des terres au repos.

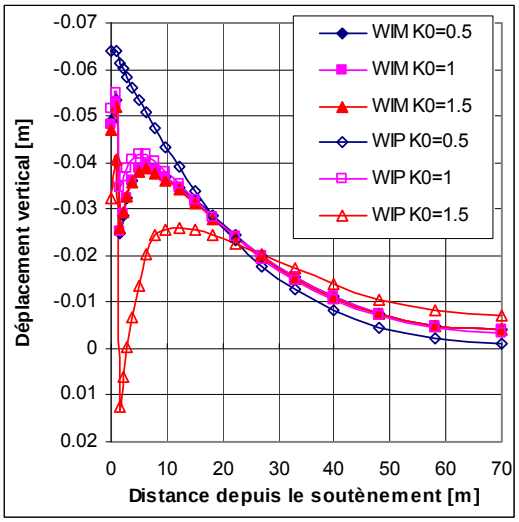


Figure 8. Comparaison des déplacements verticaux obtenues par les méthodes WIP et WIM pour différentes valeurs du coefficient de pression des terres au repos.

4. Calculs en trois dimensions

4.1. Présentation du phasage

On se propose d'examiner pour des coefficients de pression des terres au repos égal à 1 et 1.5 le cas de la réalisation de 5 panneaux de paroi moulée avec le maillage présenté sur la figure 9 et selon le phasage indiqué sur la figure 10. Seule la moitié des panneaux situés aux extrémités gauche et droite du modèle est modélisée pour des raisons de symétrie. Trois longueurs de panneaux ont été considérées : 3, 5 et 7 m.

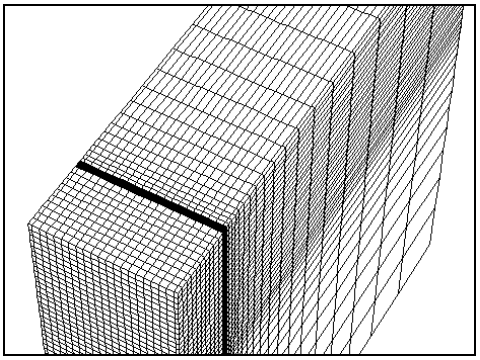


Figure 9. Maillage tridimensionnel utilisé

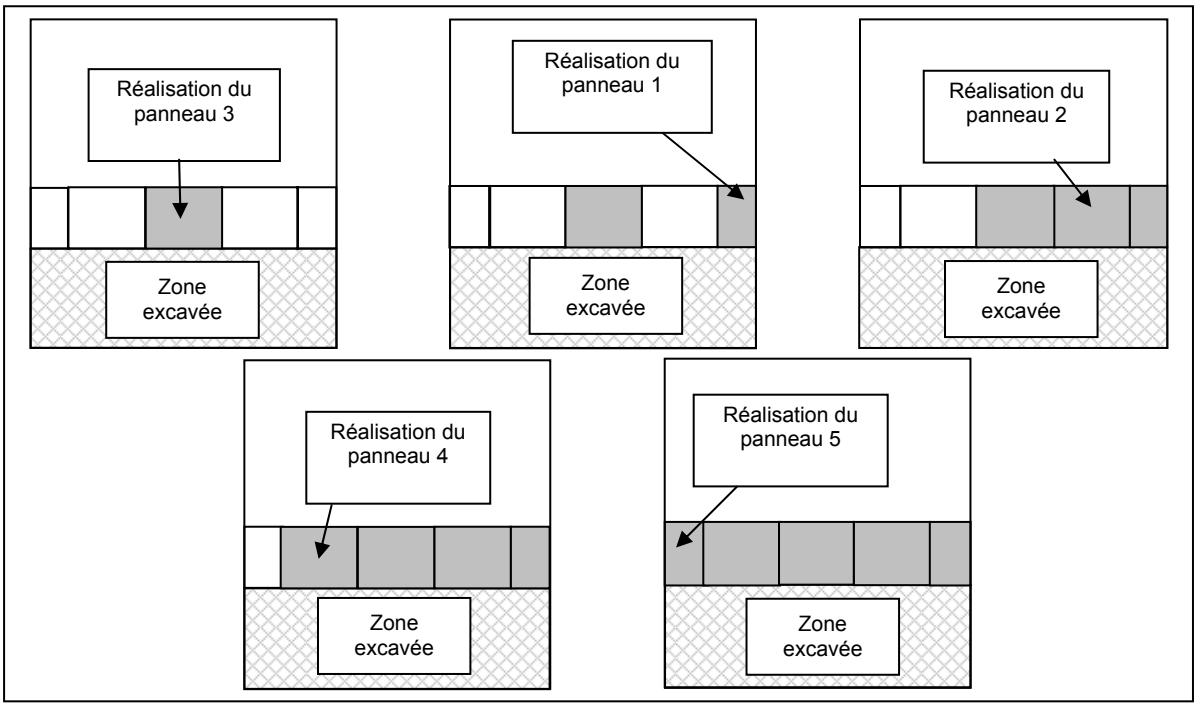


Figure 10. Ordre de réalisation des panneaux.

4.2. Résultats obtenus

Les figures 11 et 12 montrent après la réalisation de l'écran les variations du champ de contraintes horizontales à différentes profondeurs. Comme dans le cas en deux dimensions, il apparaît que la contrainte horizontale a tendance à augmenter dans la partie supérieure du soutènement et à diminuer dans la partie inférieure. L'influence des effets de voûte ainsi que de l'ordre de réalisation apparaît aussi clairement.

Les figures 13 à 16 présentent les résultats obtenus pour les deux valeurs de K_0 retenues. Pour la déformée du soutènement, il apparaît sur cet exemple que le cal-

cul tridimensionnel fournit des résultats proches de la solution d'un calcul de type WIP2D. Dans tous les cas, l'augmentation de la longueur des panneaux donnent une solution que se rapproche de celle fournie par un calcul WIM2D ce qui témoigne de la cohérence des calculs. Pour les déplacements verticaux du sol en arrière de l'écran, on note des tendances différentes : pour K_0=1, les solutions obtenues sont proches de celles fournies par un calcul de type WIM2D tandis que pour K_0=1.5 elles sont proches de celles fournies par un calcul de type WIP2D. Cet exemple montre donc d'une part l'importance du champ de contrainte horizontale dans la cinématique de l'excavation et d'autre part la complexité de l'estimation des mouvements qui comme le suggère cet exemple n'obéit pas à des règles simples.

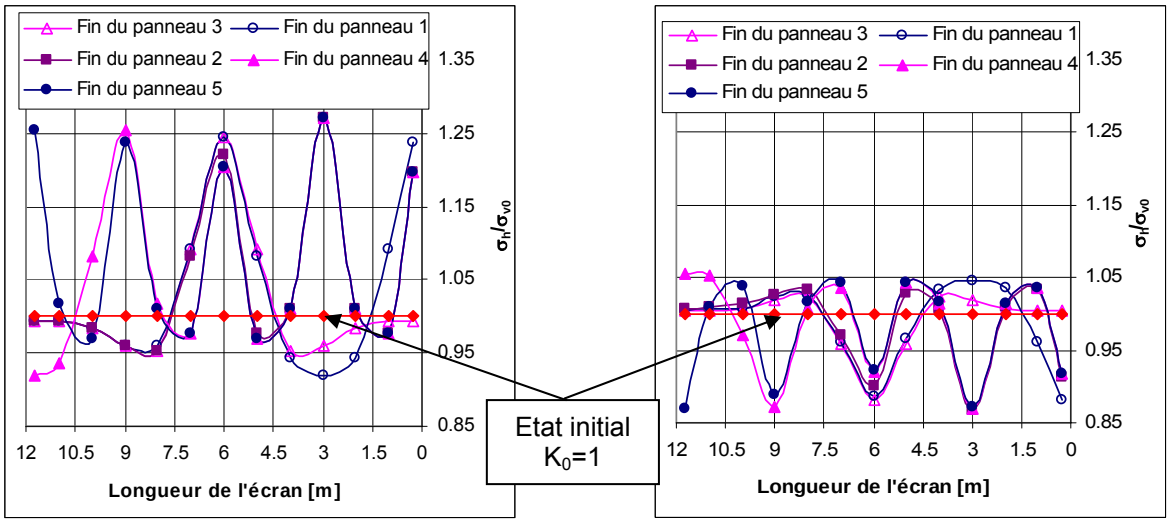


Figure 11. Variation du rapport σ_h/σ_{v0} à 6.5 m de profondeur.

Figure 12. Variation du rapport σ_h/σ_{v0} à 16.5 m de profondeur

5. Conclusions

Cette communication a traité de la comparaison entre les méthodes numériques WIP et WIM permettant de modéliser les mouvements de sol induits par des excavations. En deux dimensions, il apparaît que la méthode WIM présente certains biais puisque le champ de contraintes horizontales ne dépend que de la masse volumique de la boue bentonitique considérée. Les calculs tridimensionnels ont permis de mettre en évidence les effets de voûte qui ont lieu lors de la réalisation par phases des différents panneaux de paroi moulée et l'impact de ceux-ci sur le champ de contraintes horizontales. La poursuite des calculs à partir de ce nouvel état initial montrent que les mouvements de sol induits par l'excavation sont relativement complexes et qu'il est loin d'être simple de dégager des conclusions sur l'opportunité d'utiliser une méthode précise.

6. Références bibliographiques

Frih Bengabbou N.M. (2005) Contribution à l'étude expérimentale et numérique de l'interface sol–béton en vue de l'application aux parois moulées, Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Gourvennec S. M. et Powrie W. (1999) Three-dimensional finite-element analysis of diaphragm wall installation, Geotechnique, 49, 801-823.
Itasca Consulting Group, Manuel d'utilisation de Flac3D, 2002.
Ng C.W.W. et Yan R.W.M. (1999) Three dimensional modelling of a diaphragm wall construction sequence, Geotechnique, 49, 825-834.
Schäfer R. et Triantafyllidis T. (2006) The influence of the construction process on the deformation behaviour of diaphragm walls in soft clayey ground, International journal for numerical methods in engineering, 28, 563-576.

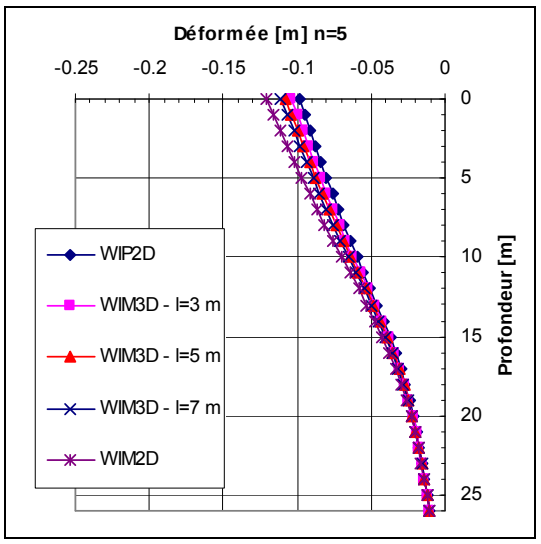


Figure 13. Comparaison des déformées pour K_0=1.

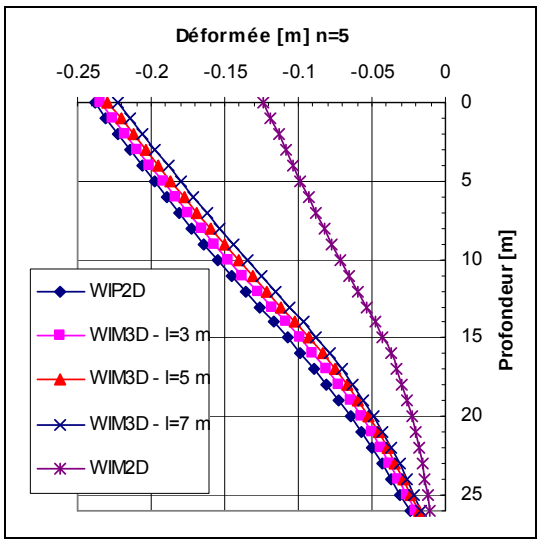


Figure 14. Comparaison des déformées pour K_0=1.5.

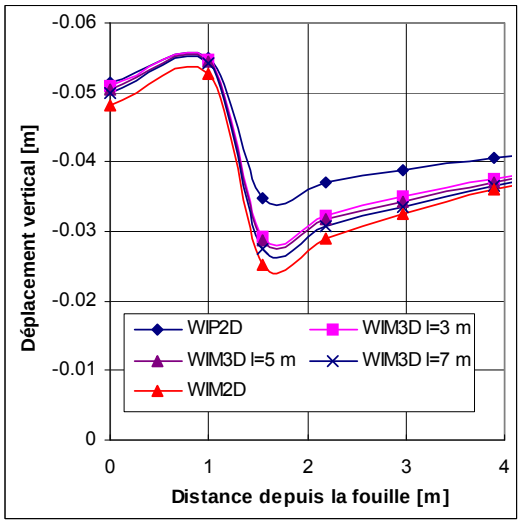


Figure 15. Comparaison des déplacements verticaux en arrière de l'écran pour K_0=1.

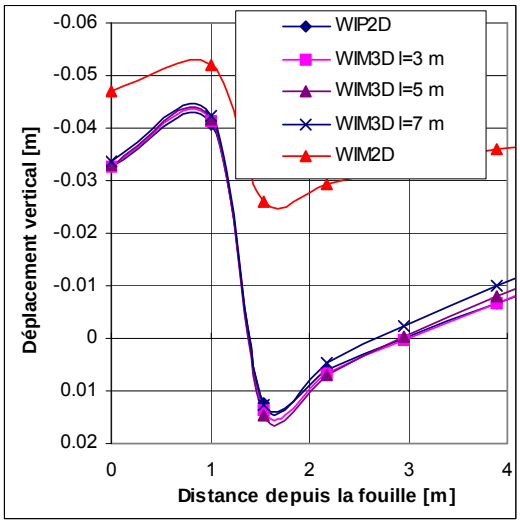


Figure 16. Comparaison des déplacements verticaux en arrière de l'écran pour K_0=1.5.

MODELISATION DU SOULEVEMENT DU TERRAIN PAR UNE INJECTION – APPLICATION AUX EXCAVATIONS

NUMERICAL MODELLING OF DISPLACEMENT GROUTING – APPLICATION TO EXCAVATIONS

Sébastien BURLON[1] et Hussein MROUEH[2]
1 Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Lille, 59482 Haubourdin, France
2 Laboratoire de Mécanique de Lille, UMR 8107, USTL, 59655 VILLENEUVE D'ASCQ, France

RÉSUMÉ – Cet article traite de la modélisation numérique des injections de compensation. Tout d'abord sont présentés les principaux phénomènes liés à une injection. Dans le cas des injections de compaction, le mécanisme de soulèvement est étudié pour mettre en évidence le mode de transmission des déformations. L'efficacité d'une injection de compaction est alors analysée dans le cadre d'une excavation.

ABSTRACT – This paper deals with numerical modelling of displacement grouting. Firstly, the main phenomena associated with compensation grouting are presented. In the case of compaction grouting, the heave mechanism is studied to explain the strain transmission mode. The compaction grouting efficiency is also analysed in the case of excavations.

1. Introduction

La technique des injections de compensation est de plus en plus utilisée lors de travaux en zone urbaine de par les possibilités qu'elle offre en terme de maîtrise des mouvements du sol notamment pour corriger les tassements induits par la réalisation d'excavations ou de tunnels. Les travaux réalisés lors de la construction de la Jubilee Line en sont un exemple révélateur.

Cette technique nécessite toutefois une instrumentation de chantier relativement fine pour suivre en temps réel les effets de l'injection dans le sol car les méthodes d'estimation des mouvements du sol induits par des injections sont encore peu validées.

Cet article comporte tout d'abord une présentation des différents phénomènes physiques inhérents à l'injection d'un coulis dans un sol. Ensuite, uniquement dans le cadre des injections de compaction, une synthèse des méthodes de calcul analytiques et numériques est présentée. Une procédure numérique est alors proposée et comparée à l'une des méthodes analytiques présentée. Le mécanisme de soulèvement du terrain initié par l'expansion d'une cavité en profondeur est alors étudié. Les caractéristiques de ce mécanisme sont identifiées à partir d'une étude relative à l'influence de la valeur de l'angle de dilatance. Les possibilités de correction des tassements en arrière d'un écran de soutènement avec cette technique sont alors analysées.

2. Phénomènes caractéristiques d'une injection de compensation

Les coulis utilisés lors des injections sont classés en trois catégories : les solutions, les suspensions et les mortiers. Suivant le coulis d'injection utilisé et les caractéristiques du terrain en place, trois principaux types de phénomène peuvent être décrits : l'écoulement du coulis au sein d'un milieu poreux, la filtration du coulis par le milieu poreux et le claquage du massif de sol. L'écoulement du coulis est similaire à celui de l'eau dans le sol à la différence près que la viscosité du coulis varie au cours du processus d'injection. La filtration du coulis par le milieu poreux provient de la taille trop réduite des pores du milieu poreux qui ne permettent pas le passage du coulis. Le claquage du sol lors d'une injection est dû à l'augmentation de la pression d'injection. Des fissures apparaissent alors dans des plans orthogonaux à celui de la plus petite contrainte principale (Cambefort, 1967).

Ces différents phénomènes obligent à distinguer deux principaux types d'injection : les injections de fracturation et les injections de compaction. Pour les premières, le coulis est moins visqueux et la pression d'injection est plus élevée.

3. Modélisation des injections de compaction

3.1. Synthèse des différentes approches

Les deux principales méthodes analytiques ont été développées par Sagaseta (Sagaseta, 1987) et Verruijt (Verruijt, 1996). Le travail initial a été effectué par Sagaseta qui a élaboré dans le cadre d'un massif de sol homogène, élastique, incompressible (ν=0.5) et semi-infini une méthode permettant d'estimer les tassements induits par le creusement d'un tunnel. Ce travail a ensuite été poursuivi par Verruijt en supposant cette fois-ci le massif compressible ($\nu \neq 0.5$). Le fait de supposer le massif compressible permet d'obtenir de manière surprenante des déplacements plus importants en surface. Gonzalez et Sagaseta (2001) ont, à leur tour, poursuivi ce travail en intégrant un paramètre d'ajustement permettant de prendre en compte des conditions de drainage partielles et des zones de sol plastiques plus ou moins étendues.

Deux types d'approche numérique existent : la première consiste à imposer une déformation volumique aux zones du maillage réservées aux injections (Nicolini et Nova, 2000, Kovacevic et al., 2000, Schweiger et al., 2004), tandis que la seconde est basée sur l'application de contraintes dans ces zones ou entre ces zones et le sol alentour moyennant ou non l'utilisation d'éléments d'interface (Addenbrooke et al., 2001, Wisser et al., 2001).

3.3 Approche proposée

Compte-tenu de la complexité des phénomènes mis en jeu, on se propose pour la suite de cette communication de s'intéresser uniquement aux injections de compensation pour lesquelles le coulis injecté forme des bulbes (injection de compaction). Dans ce cas, les mouvements proviennent essentiellement de la pression du coulis injecté ou du déplacement provoqué par l'expansion du bulbe constitué de coulis.

L'approche proposée en déformation plane est basée sur la modélisation du processus d'injection à partir de contraintes depuis une cavité d'injection circulaire de 5 cm de rayon dont le déconfinement a été préalablement pris en compte. Les

contraintes sont appliquées de telle sorte que le système soit toujours dans un état quasi-statique (contrôle de la vitesse des nœuds au niveau de la cavité d'injection). Le maillage utilisé à proximité de la cavité d'injection est présenté sur la figure 1. Les calculs sont réalisés par la méthode des différences finies (Itasca, 2002). Le coefficient de pression des terres au repos K_0 vaut 1.

Dans un premier temps, une comparaison à partir de l'exemple présenté sur la figure 2 est réalisée entre cette méthode numérique et la méthode analytique proposée par Verruijt (1996).

Le soulèvement s_v (figure 3) est identique pour les deux méthodes pour l'ensemble des profondeurs d'injection prises en compte. Le volume de terrain soulevé V_s (figure 4) diffère notablement pour toutes les profondeurs considérées sans véritable autre explication que celle de l'étendue du maillage et des conditions aux limites. Il est remarquable de noter que pour un matériau élastique la relation entre le volume injecté V_i le volume de sol soulevé V_s est indépendant de la profondeur d'injection. Le soulèvement s_v augmente bien quant à lui avec la diminution de la profondeur d'injection.

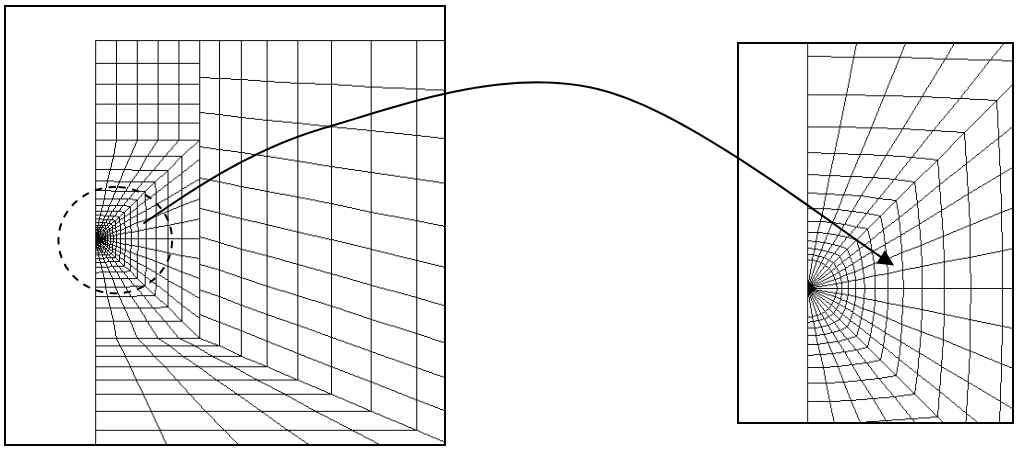


Figure 1. Détail du maillage mis en œuvre autour de la cavité d'injection.

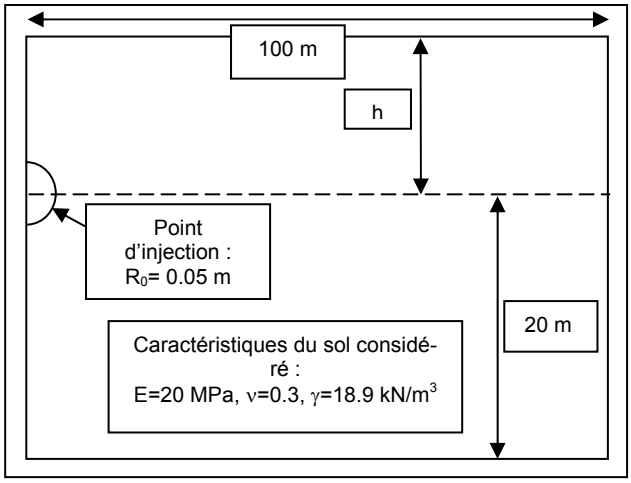


Figure 2. Exemple traité.

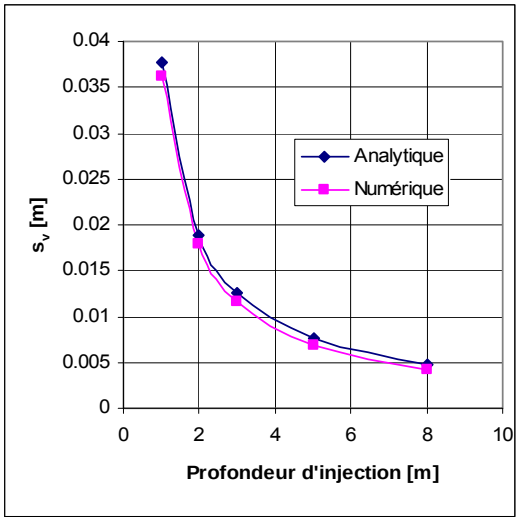


Figure 3. Soulèvement du terrain au droit du point d'injection.

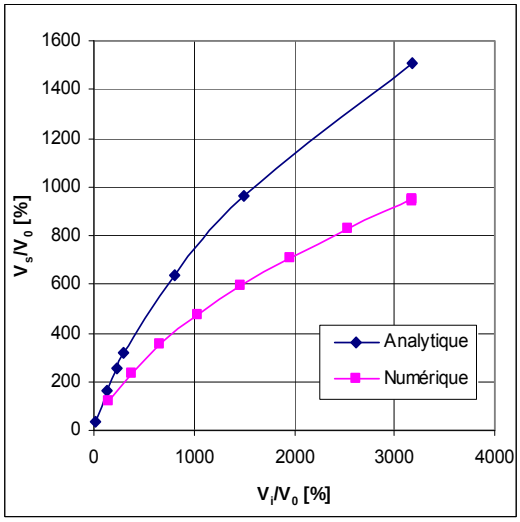


Figure 4. Volume de terrain soulevé pour h=3 m.

4. Etude du mécanisme de soulèvement

4.1. Analyse préliminaire

L'étude proposée concerne une injection réalisée à 3 m de profondeur pour les caractéristiques suivantes : γ=18.9 kN/m^3, E=20 MPa, ν=0.2, c=26 kPa, φ=25° et ψ=10°. Les figures 5 et 6 présentent respectivement les chemins de contraintes calculés au cours du processus d'injection à différentes profondeurs ainsi que les variations de déformations volumiques.

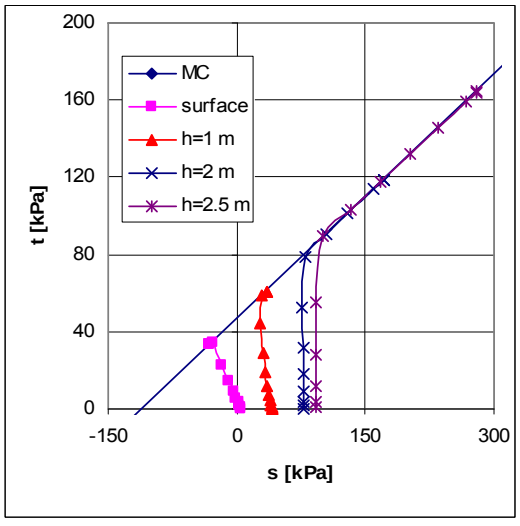


Figure 5. Chemins de contraintes à différentes profondeurs.

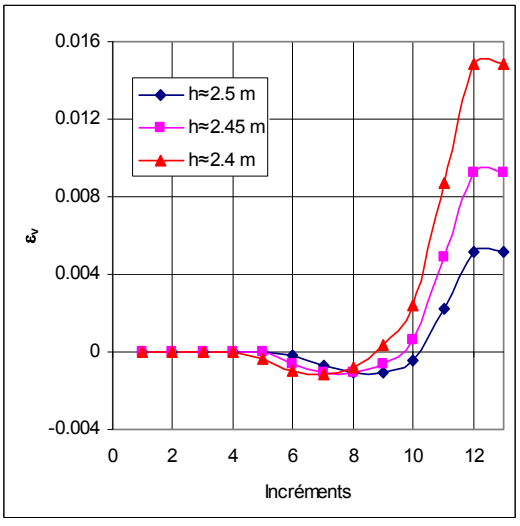


Figure 6. Variations de la déformation volumique.

Tant que le sol est dans un état élastique Il apparaît que le mécanisme de déformation mis en jeu est essentiellement déviatorique. Il s'apparente à celui mis en jeu

lors d'un essai pressiométrique. L'apparition de la plasticité permet de générer une augmentation de la contrainte moyenne. Celle-ci se développant depuis la cavité d'injection les éléments de sol entrent successivement en plasticité à mesure que l'on s'éloigne de la cavité d'injection. Ce mécanisme induit des déformations volumiques qui influencent la transmission des déformations vers la surface. Les principales caractéristiques de ce mode de transmission vont être à présent analysées à partir de l'étude de la valeur de l'angle de dilatance.

4.2. Influence de la dilatance

L'étude proposée comporte une comparaison de trois calculs où la valeur de l'angle de dilatance vaut 0, 5 et 10°.

Des différences importantes apparaissent sur les déplacements et les déformations (figures 7 à 10). La diminution de la dilatance favorise le développement de déformations déviatoriques et accroît donc l'expansion de la cavité d'injection (figure 7). On note à l'inverse que pour un volume d'injection V_i donné, le volume soulevé V_s et le soulèvement maximal s_v augmentent avec la dilatance (figures 8 et 9). Pour une pression d'injection donnée l'augmentation de la dilatance n'a aucune influence sur la valeur du volume de sol soulevé V_s (figure 10). La relation entre la pression d'injection p_i et le volume soulevé V_s dépend de la dilatance uniquement par le fait que lorsque celle-ci augmente le processus d'injection peut être poursuivi plus longtemps car la cavité s'expanse moins facilement.

L'augmentation de la dilatance induit donc une diminution de l'augmentation volumique de la cavité mais favorise la transmission des mouvements en surface. L'explication réside sans doute dans le mode de déformation du sol situé entre le point d'injection et la surface. La diminution de la dilatance accroît la contraction des éléments dans le sens vertical et leur extension dans le sens horizontal. Cette observation est a posteriori évidente puisque dans le cas d'une valeur de dilatance nulle, les déformations plastiques volumiques sont nulles (la contraction des éléments dans une direction est opposée à l'extension des éléments dans une direction perpendiculaire). Par contre, comme la contrainte moyenne augmente, la partie élastique du domaine induit une contraction volumique des éléments du maillage (figure 6). Le mécanisme de dilatance diminue la contraction des éléments dans le sens vertical et accroît leur extension dans le sens horizontal ce qui de manière intuitive explique une meilleure transmission des déformations vers la surface. L'extension des éléments dans la direction horizontale et leur faible contraction dans le sens vertical provoquerait une meilleure réaction du massif par une augmentation du confinement.

L'augmentation du coefficient de pression des terres au repos K_0 ou du module d'Young avec la contrainte moyenne favorise aussi le soulèvement du sol et confirment que l'augmentation du confinement du sol favorise la transmission des déformations vers la surface (Burlon, 2007).

5. Application aux excavations

Il a déjà été précisé que la technique des injections de compensation est souvent utilisée lors de la réalisation de tunnels. A titre d'exemple, un calcul, a été réalisé pour analyser l'influence d'une injection réalisée à 3 mètres de profondeur dans 5

cavités distinctes après qu'une excavation a été réalisée (figure 11). Différentes hauteurs d'excavation ont été considérées : 4, 8 et 12 m.

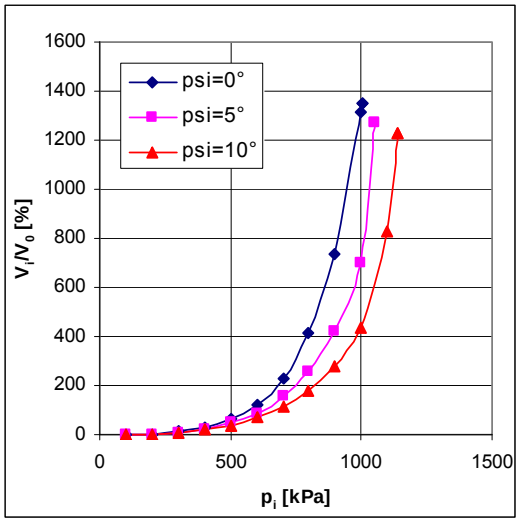


Figure 7. Variation du volume injecté en fonction de la pression d'injection.

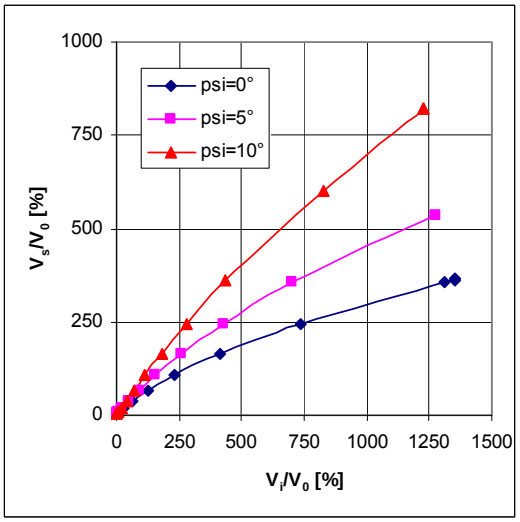


Figure 8. Variation du volume soulevé en fonction du volume injecté.

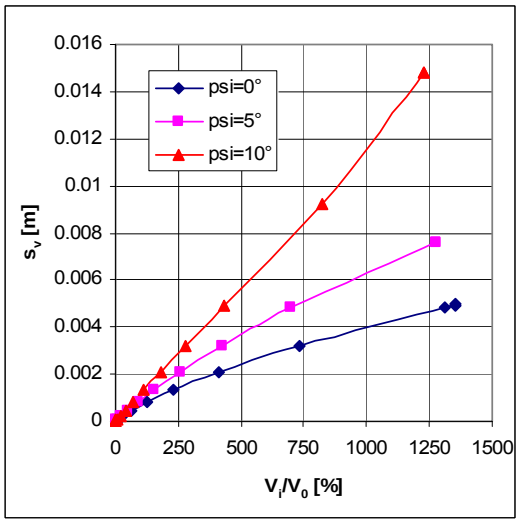


Figure 9. Variation du volume soulevé en fonction du volume injecté.

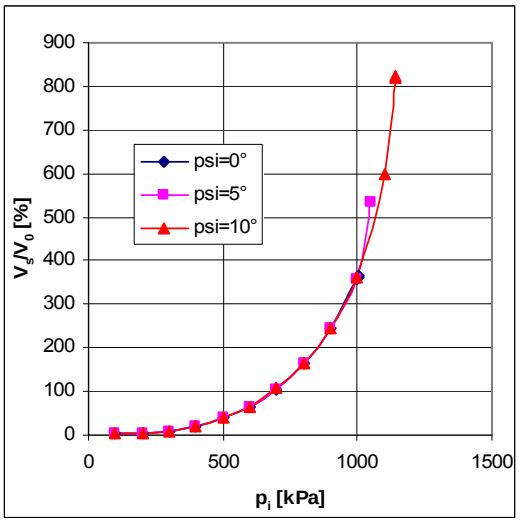


Figure 10. Variation du volume soulevé en fonction de la pression d'injection.

L'injection induit un mouvement de l'écran vers la fouille qui est d'autant plus important que la profondeur d'excavation est grande. Le mouvement de l'écran vers la fouille n'est pas linéaire ce qui témoigne de la plasticité qui s'est développée à l'arrière de l'écran durant l'excavation.

Le soulèvement du terrain en arrière de l'écran diminue lorsque la hauteur libre de l'excavation augmente. Ce calcul montre que l'efficacité de l'injection diminue quand la hauteur d'excavation augmente. Cette constatation s'explique par l'état de contraintes dans le sol à la fois en arrière et en avant de l'écran. Pour de faibles hauteurs d'excavation, la plasticité tant dans la zone de poussée que de butée s'est très peu développée si bien que les mouvements du sol induits par l'expansion de la ca-

vité se répercutent plus facilement en surface (les contraintes horizontales importantes favorisent le soulèvement du sol) et que l'écran est moins sensible (car plus fiché) à ces mouvements de sol. Quand la hauteur d'excavation augmente, la plasticité se développe en arrière et en avant de l'écran si bien que les mouvements induits par l'expansion de la cavité se répercutent moins facilement en surface (les contraintes horizontales faibles permettent un soulèvement du sol moindre) et que l'écran est plus sensible (car moins fiché) à ces mouvements de sol. L'écran a donc tendance à se déplacer vers la fouille ce qui entraîne une augmentation de la plasticité à l'arrière de l'écran et favorise encore moins la transmission des déformations de la cavité vers la surface.

6. Conclusions

Cet article a traité de la modélisation numérique des injections de compaction et du mécanisme de soulèvement du sol induit. Deux mécanismes interagissent : le premier est lié à l'expansion de la cavité qui augmente lorsque la résistance du sol au cisaillement diminue et le second est lié à la capacité du sol à transmettre les déformations du sol vers la surface qui augmente quant à lui lorsque la rigidité apparente du sol augmente. Ces deux mécanismes mettent en évidence la complexité du phénomène de soulèvement du terrain engendré par des injections de compensation. Dans le cas de l'application d'injections de compensation à la correction des tassements en arrière d'un soutènement, il apparaît sur cet exemple que ce mécanisme est très défavorable à toute correction des déplacements verticaux du sol.

7. Références bibliographiques

Addenbrooke T.I. (1994) A flexibility number for the displacement controlled design of multi-propped retaining walls, Ground Engineering, 27, 41-45.

Burlon S. (2007), Modélisation numérique des mouvements du sol induits par des excavations et des injections de compensation, Thèse de Doctorat, USTL.

Cambefort, H. (1967) Injection des sols – Tome I : Principes et méthodes, EYROLLES.

Gonzalez C., Sagaseta C. (2001) Patterns of soil deformations around tunnels. Application to the extension of Madrid Metro, Computers and Geotechnics, 28, 445-468.

Kovasevic N., Potts D.M., Vaughan P.R. (2000) The effect of the development of undrained pore pressure on the efficiency of compaction grouting, Geotechnique, 50, 683-688.

Itasca Consulting Group, Manuel d'utilisation de Flac3D, 2002.

Nicolini E., Nova R. (2000) Modelling of a tunnel excavation in a non-cohesive soil improved with cement mix injections, Computers and Geotechnics, 27, 249-272.

Sagaseta C. (1987) Analysis of undrained soil deformation due to ground loss, Geotechnique, 37, 301-320.

Schweiger H.F., Kumerer C., Otterbein R., Falk E. (2004) Numerical modelling of settlement compensation by means of fracture grouting, Soils and foundation, 44, 71-86.

Verruijt A., Booker J.R. (1996) Surface settlement due to deformation of a tunnel in an elastic half plane, Geotechnique, 46, 753-756.

Wisser C., Augarde C.E., Burd H.J. (2001) Three-dimensional finite element modelling of compensation grouting, Computer Methods and Advances in Geomechanics, Deai et al., Balkema, Rotterdam.

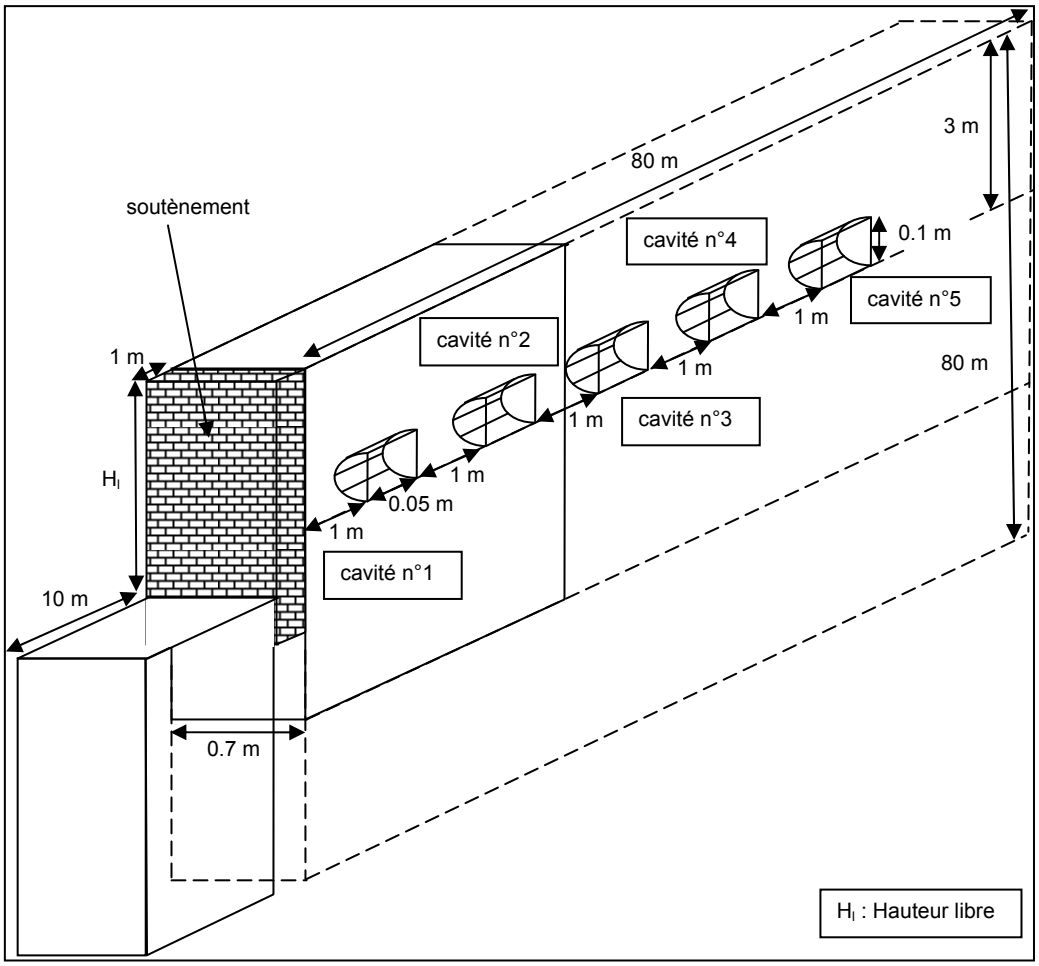


Figure 11. Schéma de principe de l'étude tridimensionnelle d'une injection (pas d'échelle).

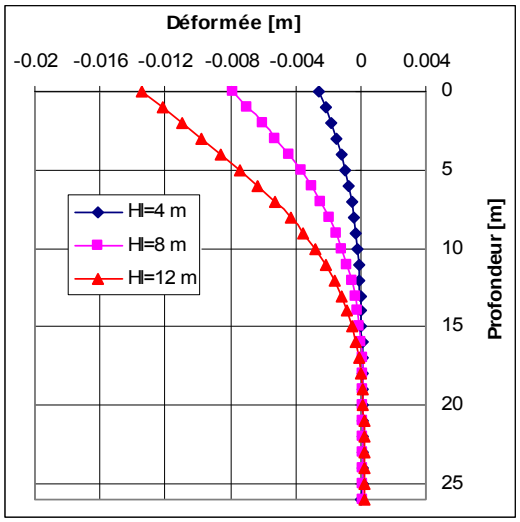


Figure 12. Déformée du soutènement après injection pour différentes profondeurs d'excavations H_l.

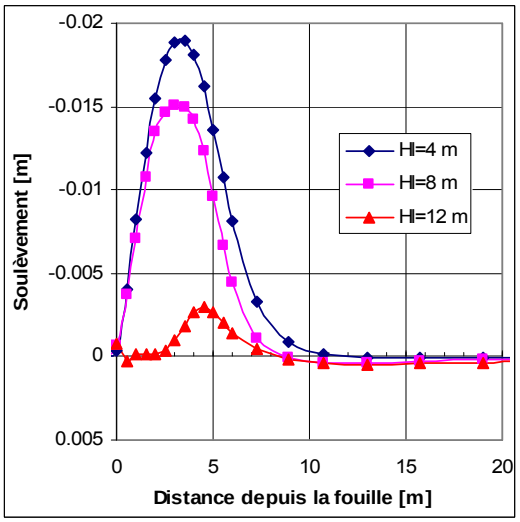


Figure 13. Soulèvement du terrain après injection pour différentes profondeurs d'excavations H_l.

MODELISATION PHYSIQUE ET ANALYTIQUE DU COMPORTEMENT DES BANDES GEOSYNTHETIQUES

PHYSICAL AND ANALYTICAL MODELLING OF GEOSYNTHETIC STRAPS BEHAVIOUR

Abdelkader ABDELOUHAB[1], Daniel DIAS[2], Nicolas FREITAG[3]
1 *INSA de Lyon, LGCIE*, *Terre Armée, France.*
2 *INSA de Lyon, LGCIE, France.*
3 *Terre Armée Internationale, France.*

RÉSUMÉ – Les armatures synthétiques présentent un comportement plus complexe que celui des armatures métalliques dans les structures en sol renforcé. Cependant, dans les deux cas, les méthodes de dimensionnement sont basées sur des lois de traction et de frottement classiques. Afin de définir la loi d'interaction sol/renforcement synthétique, plusieurs essais d'extraction ont été effectués en laboratoire, puis modélisés analytiquement.

ABSTRACT – Synthetic reinforcements present a more complex behaviour than the metallic reinforcements in reinforced soil mass structures. However, in both cases, design methods are based on classical friction models. To define interaction parameters between the soil mass and the synthetic reinforcements, several laboratory pull-out tests have been carried out and analytically modelled.

1. Introduction

La plupart des méthodes de dimensionnement de structures renforcées par des géosynthétiques sont développées à partir des lois d'ancrages basé sur la loi de frottement à l'interface sol/géosynthétique de type Cambefort (1964) ou Frank et Zhao (1982) et une loi élastique linéaire pour l'inclusion (issue de la loi de Hooke). L'exploitation analytique ou la modélisation numérique de ces lois simplifiées, conduisent à une mobilisation du frottement sur toute la longueur du géosynthétique dés l'application des premières contraintes en tête. Les résultats des essais d'extraction, que nous avons effectués au laboratoire sur des bandes synthétiques, ne concordent pas avec cette hypothèse. Ils montrent une mobilisation progressive du frottement de la tête vers la queue de l'armature. Bourdeau (1990) a mis en évidence ce type de saturation progressif dans des essais d'extraction de nappes géotextile et a présenté une loi de traction modifiée qui prend mieux en compte ce phénomène. Cette loi modifiée est supposée admettre une abscisse ε_0 à l'origine correspondant à une déformation initiale de l'inclusion avant l'application de tout effort de traction. Plumelle (1979) introduit une loi de frottement locale de type hyperbolique. Il conclut que cette loi approche beaucoup les valeurs expérimentales. Dias et Bourdeau (1998) présentent une loi de frottement modifiée pour reproduire la mobilisation progressive du frottement dans le cas d'un boulon. Cette loi considère un seuil de frottement initial non nul τ_0 entre le sol et l'armature pour un déplacement relatif nul.

La détermination de la loi d'ancrage nécessite la connaissance de la loi de frottement local τ - U permettant de tenir compte de la mobilisation progressive du frottement à l'interface sol-inclusion. Deux types d'essais permettent de déterminer cette

loi, un essai de cisaillement direct et un essai d'extraction. Cependant, le premier type d'essai fournit uniquement le rapport entre la contrainte de cisaillement et le déplacement local, alors qu'un essai d'extraction intègre la variation de la contrainte de cisaillement et le déplacement le long du renforcement (Gurung et al. 1999).

Dans cet article, nous présentons dans une première partie les essais d'extraction effectués sur deux types d'armatures (extensible et inextensible) soumises à différents niveaux de contraintes, dans un modèle physique tridimensionnel et dans des conditions contrôlées et instrumentées. Ces essais nous permettent de simuler la contrainte verticale appliquée à différentes profondeurs du sol dans une structure réelle. Ensuite, dans une deuxième partie, nous présentons une méthode analytique de modélisation du mécanisme d'extension retardée des armatures synthétiques (Schlosser & Guilloux 1981, Segrestin & Bastick 1996). Enfin, une dernière partie est consacrée à l'exploitation des résultats expérimentaux par la méthode analytique.

2. Notation

J : module d'élongation du géosynthétique (kN/m)
L : longueur du renforcement (m)
L* : longueur de la zone résistante du renforcement (m)
$T_{(x)}$: effort de traction le long de l'inclusion
T_T : effort de traction en tête du renforcement
T_Q : effort de traction en queue du renforcement
T* : effort de traction lorsque $U_{(x)} = U^*$
U : déplacement relatif sol/armature
$U_{(x)}$: déplacement le long de l'inclusion
U* : déplacement correspondant à la mobilisation total du frottement
U_T : déplacement en tête du renforcement
b : largeur du renforcement (m)
f : coefficient de frottement apparent sol/armature ($f = \tau / \sigma_v$)
f* : coefficient de frottement apparent maximum sol/armature ($f^* = \tau_{max} / \sigma_v$)
σ_v : contrainte vertical appliqué sur le renforcement (kPa)
τ : contrainte tangentielle à l'interface sol/renforcement (kN/m2)
τ^* : contrainte tangentielle maximum à l'interface sol/renforcement (kN/m2)
ε : déformation locale de l'armature
φ : angle de frottement du sol (°)

3. Modélisation physique tridimensionnelle

Elle consiste en des essais d'extraction sur deux types d'armatures (extensibles et inextensibles) ancrées dans le sol et soumises à différents niveaux de surcharges. Ces essais sont effectués dans une cuve métallique de 2 m de longueur, 1.1 m de hauteur et 1.1 m de largeur (figure 1). La surcharge est appliquée par un coussin d'air placé entre le sol à l'intérieur de la cuve et les couvercles de fermeture. L'extraction de l'armature se fait à une vitesse de 1mm/min par un vérin placé à l'avant de la cuve.

Les armatures extensibles testées sont des bandes synthétiques développées par la société Terre Armée International. Elles sont à base de fibres de polyester haute ténacité protégées par une gaine en polyéthylène basse densité (figure 2). Une seule bande est utilisée à chaque essai. Elle est posée en deux parties parallèles et accrochée au dispositif d'extraction en faisant une boucle autour de celui-ci. Ce mode de disposition permet de reproduire les conditions de mise en place dans un ouvrage réel. L'armature inextensible est un produit classique utilisé dans les structures en Terre Armée depuis plus d'une trentaine d'années. Elle est en acier galvanisé et nervurées est connue sous le nom d'armatures Haute Adhérence.

Figure 1. Cuve d'extraction.

Figure 2. Position de la bande synthétique.

Le matériau utilisé dans les essais est un sable fin (Hostun RF). Divers auteurs se sont intéressés à ce sable (Gay 2000, Flavigny 1990). Ses principales caractéristiques sont : la granulométrie (mm) 0.16-0.63, la densité 1.32 - 1.59 et l'angle de frottement 38°.

Les déplacements le long et en tête de l'armature ont été mesurés par des capteurs à fil de 250 mm de course. Les fils des capteurs sont rallongés par des câbles en acier de 1 mm de diamètre pour pouvoir les accrocher aux différents points le long de l'armature. Afin d'éviter tout frottement avec le sable, ces câbles sont gainés par du téflon (figure 2). L'effort de traction en tête est mesuré par un capteur de force annulaire placé au bout du vérin d'extraction.

Afin de contrôler au mieux la densité du sable mise en place et de simuler la reconstitution d'un sol formé par sédimentation, le remplissage de la cuve se faisait par pluviation. La technique consiste a placée une trémie remplie de sable en hauteur. Celle-ci est reliée par l'intermédiaire d'un tuyau flexible à un chariot mobile posé sur les bords de la cuve d'expérimentation. Ensuite, lors de la vidange de la trémie, le chariot balaye la surface de la cuve à une vitesse constante et permet d'obtenir une densité de sol d'environ 1,55.

4. Résultats des essais

Les essais que nous avons effectués, nous ont permis d'observer l'influence de certains paramètres et de déduire le comportement des armatures synthétiques et métalliques sous divers niveaux de contraintes.

L'analyse des résultats montre que le coefficient de frottement apparent (f) diminue avec l'augmentation de la charge pour les deux types d'armatures. Ce comportement

est lié à la diminution de la dilatance du sol avec l'augmentation de la contrainte verticale. Les résultats obtenus, dans le cas des bandes synthétiques pour une densité de sol supérieure à 1.5, sont reportés sur la figure 3. Pour une contrainte verticale de 8.6 kPa, le coefficient de frottement max (f*) est de 1.22 (largement supérieur à tan(φ) pour φ = 38°) et pour une pression de 100 kPa, f* est d'environ 0,75 (légèrement inférieur à tan(φ)). Comme le montre la figure 3, ces coefficients sont, plus souvent, supérieurs aux valeurs utilisées en pratique dans le calcul de dimensionnement interne des ouvrages réels.

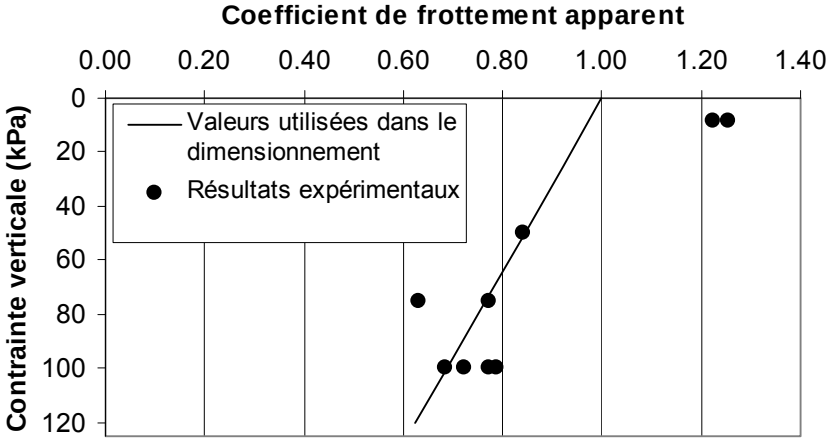
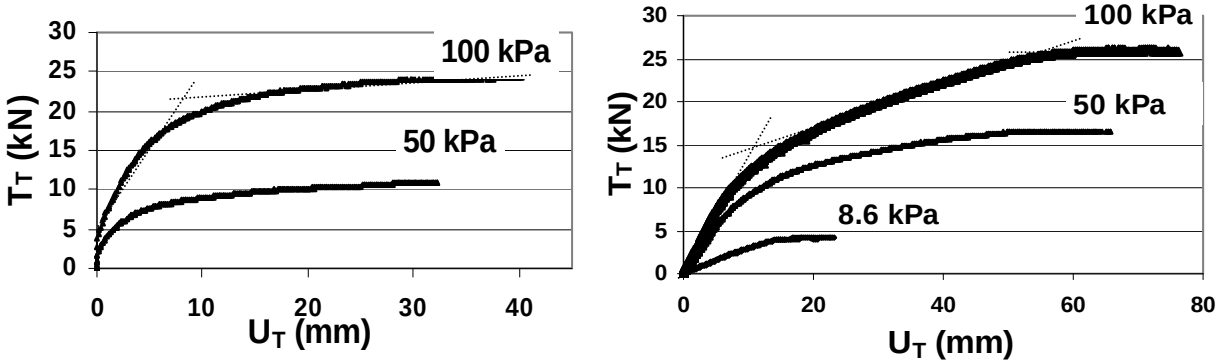


Figure 3. Variation du coefficient de frottement apparent max (f*) pour les bandes synthétiques.



a. armature métallique. b. armature synthétique.

Figures 4a et 4b. Effort en tête T_T (kN)/déplacement en tête U_T (mm) sous différents niveaux de contraintes verticales.

Les courbes effort/déplacement en tête sont presque bilinéaires dans le cas d'une armature métallique (figure 4a). Elles indiquent un comportement élasto-plastique de cette armature. Dans le cas des armatures synthétiques (figure 4b), les courbes sont tri-linéaires sous de grandes contraintes verticales (50 et 100 kPa) et bilinéaires sous une faible contrainte (8.6 kPa). Le comportement de l'armature synthétique est proche de celui d'une armature métallique sous de faibles contraintes verticales.

La figure 5a, montre que les armatures synthétiques ne se déplacent en queue qu'après un certain seuil de déplacement en tête, même sous une faible surcharge. Le seuil de déplacement en tête nécessaire à la mobilisation de la queue, augmente avec l'augmentation de la surcharge (figure 5b). La mise en tension ainsi que les dé-

placements le long de la bande se mobilisent progressivement de l'avant vers l'arrière. Le frottement est ainsi mobilisé progressivement le long de la bande.

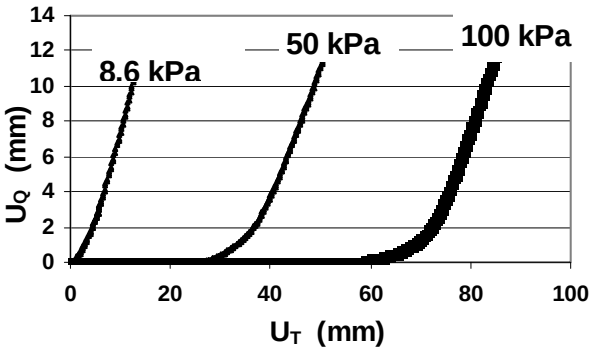


Figure 5a. Déplacement en tête T_T (mm)/déplacement en queue U_Q(mm) d'une armature synthétique.

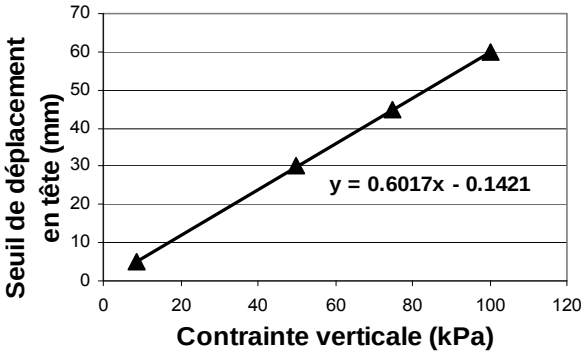


Figure 5b. Déplacement en tête (mm) nécessaire à la mobilisation de la queue d'une bande synthétique.

5. Modélisation analytique du mécanisme d'extension retardée

Schlosser (1981), Segrestin et Bastick (1996) ont représenté la loi de frottement par le graphique f – U. Cette loi correspond à la loi de frottement classique de type élasto-plastique (Cambefort 1964) où la contrainte de cisaillement τ est remplacée par le coefficient de frottement f (figure 6). Ensuite, à partir de cette loi, ils ont redéfini une méthode de calcul des tractions et des déplacements, adaptée aux bandes synthétiques. La loi de traction prise en compte correspond à la loi de Hooke T = J.ε (figure 7).

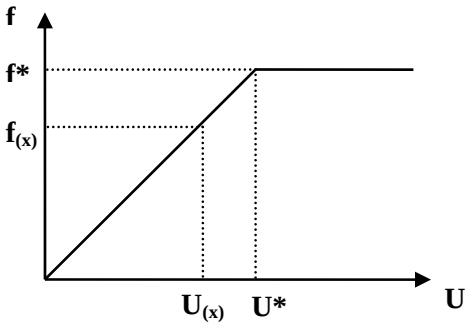


Figure 6. Loi de frottement local.

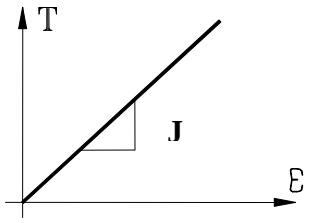


Figure 7. Loi de traction.

Dans le développement analytique qui suit, la mobilisation d'une armature soumise à un effort de traction en tête est supposée divisée en trois différentes phases.

1ère phase $U_T < U^*$, l'armature est en cours de mobilisation :

De la figure 6 on déduit (1), sachant que l'effort élémentaire sur une longueur dx d'une inclusion correspond à $dT_{(x)} = 2bf(x)\sigma_v dx$.

$$\frac{dT_{(x)}}{dx} = \frac{2bf^*\sigma_v}{U^*}U(x) \qquad (1)$$

La déformation locale $\frac{dU_{(x)}}{dx} = \frac{T_{(x)}}{J} = \varepsilon_{(x)}$ (figure 7). Pour $\rho = \sqrt{\frac{JU*}{2bf*\sigma_v}}$, elle conduit à l'équation (2) et on appliquant les conditions initiales à la solution générale on obtient (3) et (4).

$$\frac{d^2T_{(x)}}{dx^2} = \frac{1}{\rho^2}T_{(x)} \tag{2}$$

$$T_{(x)} = T_T \frac{sh(x/\rho)}{sh(l/\rho)} \tag{3}$$

$$U_{(x)} = \frac{\rho T_T}{J}\frac{ch(x/\rho)}{sh(l/\rho)} \tag{4}$$

2ème phase $U_T > U^*$ et $U_Q < U^*$, le frottement max est mobilisé en tête et en cours de mobilisation en queue :

L'armature, orientée positivement de l'arrière vers l'avant, est divisée en deux parties dans cette phase (figure 8). Une partie en tête (x > x*) où le frottement est complètement mobilisés et une partie en queue (x < x *) où le frottement est en cours de mobilisation.

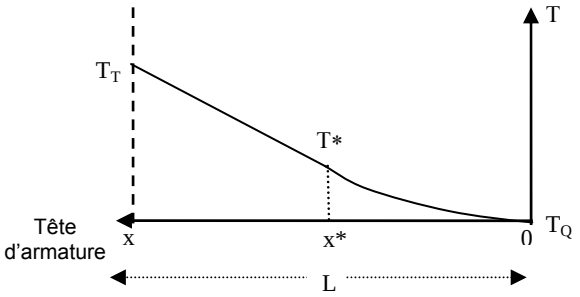


Figure 8. Variation de l'effort de traction le long du renforcement.

<u>Zone 1. x > x*</u> T* et x* évoluent avec l'évolution de l'effort de traction et des déplacements en tête. $T* = \frac{JU*}{\rho}th(x*/\rho)$ et x* est déterminé par l'équation 6bis.

$$T_{(x)} = T* + 2bf*\sigma_v(x - x*) \tag{5}$$

$$U_{(x)} = U* + \frac{T*}{J}(x - x*) + \frac{bf*\sigma_v}{J}(x - x*)^2 \tag{6}$$

$$\frac{bf*\sigma_v}{J}(L - x*)^2 + \frac{U*}{\rho}(L - x*)\,th(x*/\rho) - (U_T - U* = 0 \tag{6bis}$$

<u>Zone 2. x < x*</u> Dans cette zone (figure 8) on applique les équations de la 1ère phase, où la longueur de l'armature serait L = x* et la force de traction en tête $T_T = T*$.

$$T_{(x)} = T*\frac{sh(x/\rho)}{sh(x*/\rho)} = \frac{JU*}{\rho}\frac{sh(x/\rho)}{ch(x*/\rho)} \tag{7}$$

$$U_{(x)} = \frac{\rho T*}{J}\frac{ch(x/\rho)}{sh(x*/\rho)} = U*\frac{ch(x/\rho)}{ch(x*/\rho)} \tag{8}$$

3ème phase $U_T > U^*$ et $U_Q > U^*$, la bande est entièrement mobilisée :

$$T_{(x)} = 2bf^* \sigma_{v(x)} \tag{9}$$

$$U_{(x)} = U_T - \frac{bf^* \sigma_v}{J}(L^2 - x^2) \quad \text{avec} \quad U_T = \frac{bf^* \sigma_v L^2}{J} + U_Q \tag{10}$$

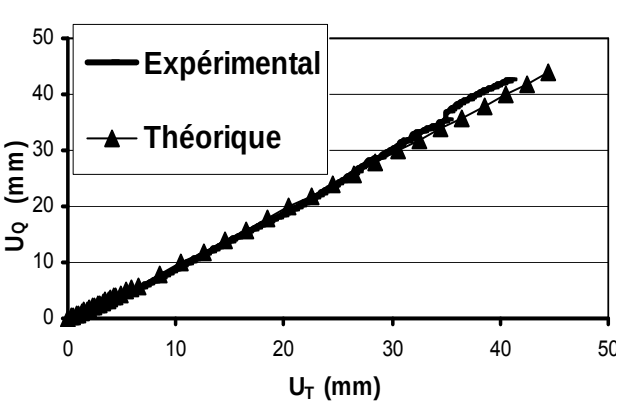
6. Modélisation analytique des résultats expérimentaux

Dans la modélisation analytique, les paramètres (f* et U*) de la loi de frottement sont déterminés directement à partir de la courbe représentant les déplacements en tête en fonction du coefficient de frottement et obtenue à partir des essais expérimentaux. Concernant la loi de traction de l'armature synthétique, elle peut être déduite par un essai de traction. En l'absence d'essai, elle est déterminée par calage de la courbe théorique Effort/déplacement en tête sur la courbe expérimentale.

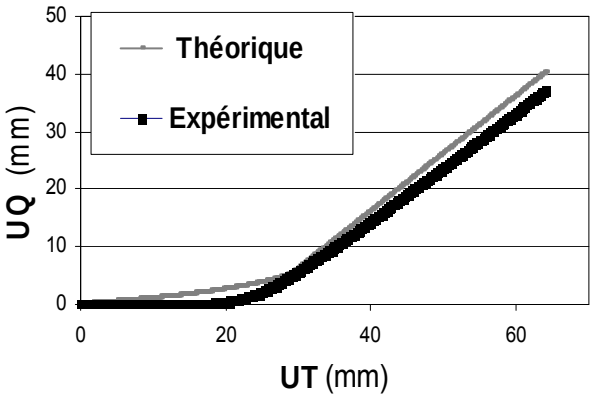
Les paramètres utilisés dans le calcul pour modéliser un essai d'extraction d'armature métallique puis synthétique sous une contrainte de confinement de 50 kPa sont reportés dans le tableau 1.

Tableau 1. Paramètres de calcul.

Type	σ_v (kPa)	L (m)	b (m)	Rigidité (kN)	U* (m)	f*
Métallique	50	1,9	0,05	40000	0,008	1,45
Synthétique	50	1,9	(0,05) x 2	525	0,005	0,85



a. Armature métallique.



b. Armature synthétique.

Figures 9a et 9b. Courbes expérimentales et théoriques, σ_v = 50 Kpa.

La confrontation des résultats expérimentaux et théoriques (figures 9a et 9b), montre que la modélisation analytique permet de reproduire correctement les déplacements en queue en fonction des déplacements en tête pour les deux types d'armature. Cependant, cette méthode considère que la queue de l'armature synthétique est sollicitée dés le début de la traction par de faibles déplacements alors que la courbe expérimentale montre que la queue de l'armature ne se déplace qu'après un certain seuil de déplacement en tête (figure 9b). L'utilisation d'autres lois de frottement local différentes semble donc nécessaire.

7. Conclusion

Les essais d'extraction au laboratoire nous ont permis de contribuer à la compréhension du comportement des bandes synthétiques sous différents niveaux de contraintes. Les courbes effort/déplacement en tête de ces armatures sont tri-linéaires sous de grandes contraintes verticales et bilinéaires sous une faible contrainte. Dans le cas de l'armature métallique, le frottement est mobilisé quasiment uniformément sur l'ensemble de la bande alors que pour les armatures synthétiques, il est mobilisé progressivement de la tête vers la queue même sous une très faible surcharge.

La méthode analytique, présentée dans cet article, permet de modéliser correctement les déplacements en tête et le long de l'inclusion. Cependant, cette méthode est développée à partir d'une loi de frottement bilinéaire alors que les courbes expérimentales montrent que le comportement des bandes synthétiques est plus complexe. Ce qui conduit à certaines anomalies entre les résultats expérimentaux et les modèles analytiques. L'utilisation d'une loi tri-linéaire (de type Frank et Zhao) permettrait de développer un nouveau modèle qui prendrait mieux en compte les différentes phases de mobilisation de ce type d'armature.

8. Références bibliographiques

Alfaro M. C., Miura, N., Bergado, D. T. (1995) Soil Geogrid Reinforcement Interaction by Pullout and Direct Shear Tests. Geotechnical Testing Journal GTJODJ, 18 (2), 157-167.

Alimi, Bacot, Lareal, Long, Schlosser, (1977) Etude de l'adhérence sol-armature. Proc. of the 9th Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng. Tokyo.

Bourdeau, Y., Kastner, R., Bollo-Kamara, N., Bahloul, F. (1990) Comportement en ancrage d'un géosynthétique enfoui dans un matériau bidimensionnel. 5ème colloque Franco-Polonais de Mécanique des sols Appliquée, 2, 117-131.

Dias, D. (1999) Renforcement du front de taille des tunnels par boulonnage. Thèse de doctorat en Génie Civil, INSA Lyon, 300 pages.

Flavigny E., Desrues J., Palayer B., Le sable d'Hostun « RF ». Revue française de géotechnique, 53, 67-70.

Gay, O. (2000) Modélisation physique et numérique de l'action d'un glissement lent sur des fondations d'ouvrages d'art. Thèse de doctorat en Mécanique, Laboratoire 3S, Grenoble 1, 291 pages.

Gurung, N., Iwao, Y., Madhav, M. R. (1999) Pullout Test Model for Extensible Reinforcement. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 23, 1337-1348.

Plumelle, C. (1979) Etude expérimentale du comportement des tirants d'ancrage. Thèse D.I., Université Pierre et Marie Curie, Paris VI, 152 pages.

Schlosser, F., Guilloux, A. (1981) Le frottement dans le renforcement des sols. Revue française de géotechnique, 16, 65-77.

Segrestin, P., Bastick, M. (1996) Comparative Study and Measurement of the Pull-Out Capacity of Extensible and Inextensible Reinforcements. Earth Reinforcement, Ochiai, 81-86.

REPONSE D'UNE STRUCTURE EN SURFACE ADJACENTE A UNE EXCAVATION PROFONDE : APPROCHE NUMERIQUE

STRUCTURE BEHAVIOR ON SOIL SURFACE NEAR TO DEEP EXCAVATION : NUMERICAL APPROACH

Fadi HAGE-CHEHADE[1], Walid CHEHADE[1], Hussein MROUEH[2], Isam SHAHROUR[2]
1 Université Libanaise, Institut Universitaire de Technologie, BP 813 Saida, Liban
2 LML UMR 8107, Université des Sciences et Technologies de Lille, France

RÉSUMÉ – On traite dans cette communication une modélisation numérique par éléments finis de l'influence de la réalisation d'une excavation profonde sur une structure en surface. L'étude par éléments finis permet d'étudier l'influence de la position de la structure et de sa flexibilité. Une comparaison avec des approches classiques qui consistent à découpler le problème d'interaction sol-excavation-structure est également proposée.

ABSTRACT – This paper presents a finite element analysis of the effect of a deep excavation on the response of an adjacent surface structure. A parametric study is conducted for the position of the structure according to the excavation and its flexibility. A comparison with classical approaches which neglect the interaction soil-excavation-structure is proposed.

1. Introduction

Le développement urbain des grandes et principales villes (aménagement, extension…) impose souvent l'utilisation des sous-sols par la réalisation d'excavations profondes à proximité d'ouvrages et de structures en service. L'interaction ainsi mise en jeu est un problème majeur de la géotechnique dans les villes, en raison de l'encombrement des infrastructures en zones urbaines.

Il s'agit d'un problème complexe d'interaction géomatériaux-structure qui nécessite de traiter correctement ou bien de prendre en considération de nombreux aspects tels que : les fortes hétérogénéités, le comportement non linéaire des géomatériaux, de nombreuses interactions, les séquences de réalisation des travaux, l'aspect tridimensionnel… L'enjeu lié aux effets d'excavation en zones urbaines a donné lieu à de nombreux travaux de recherche incluant des mesures sur des cas réels, des expérimentations spécifiques, des modèles empiriques et de la modélisation numérique. Ces travaux avaient pour but d'une part de décrire ou d'évaluer le mouvement de la paroi de soutènement et du sol, et d'autre part, d'estimer les conséquences sur les ouvrages et structures avoisinants, parfois en se basant sur une approche découplée des différents phénomènes.

Des travaux basés sur des observations ont permis de déterminer les profils de déformé de la paroi et de tassement du sol en surface pour différents types de terrain (Bowles, 1988 ; Clough et O'Rourke, 1990 ; Ou et al., 1993 ; Moorman, 2004). A partir de ces champs de déplacements, les efforts induits aux ouvrages à proximité ont pu être déterminés en imposant aux fondations de ceux-ci les déplacements mesurés ou observés (Boone, 2001 ; Ou et al., 2000).

Les méthodes numériques telles que la méthode des éléments finis peuvent être utilisées pour déterminer le mouvement du sol, de la paroi (Addenbrooke et al., 2000 ; Ou et al., 2000 ; Marcu et Popa, 2004), et plus globalement la réponse d'un ouvrage lors de la réalisation d'une excavation profonde. Cependant, peu de travaux numériques ont tenté d'aborder le problème global d'interaction excavation – ouvrages avoisinants. Hage-Chehade et al. (2005) ont proposé une première étude numérique pour analyser l'effet de la réalisation d'une excavation sur des fondations superficielles (isolées ou couplées).

On propose dans cette communication d'étudier l'interaction globale sol-fondations-structure. Une modélisation bidimensionnelle et non linéaire par éléments finis est retenue. L'effet du préchargement de la structure ainsi que sa flexibilité sont illustrés. On présente également une comparaison des résultats de l'étude globale par éléments finis avec des approches classiques visant à découpler le problème d'interaction sol-excavation-structure.

2. Modélisation numérique de l'interaction excavation structure

Dans cette partie, on présente l'étude de l'effet d'excavation sur une structure très proche de celle-ci. On cherche à caractériser le mouvement du sol en particulier en surface, le mouvement des fondations de la structure, ainsi que les efforts internes induits dans les éléments de la structure (moment fléchissant) au cours du creusement (phases d'excavation).

2.1. Hypothèses retenues

Le modèle retenu concerne une excavation soutenue d'une hauteur (H) égale à 10 m, de largeur (B) égale à 20 m à proximité d'une structure de type portique (figure 1).

Le terrain retenu est composé de deux couches de sol, incluant dans la partie supérieure (de hauteur égale à 12 m) une couche de sol de qualité médiocre, puis une couche de sol plus raide dans la partie inférieure. Des analyses par éléments finis ont montré une forte influence de la profondeur totale du domaine sur les mouvements de terrain du fond de fouille (Bourgeois et al 2004). Ainsi pour limiter cet impact, La hauteur du domaine est fixée à 25 m et sa largeur est égale à 120 m. Le comportement mécanique des sols est décrit par le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb. Le module de Young de la couche superficielle (de 0 à 12 m de profondeur) est supposé varier linéairement avec la profondeur. Les paramètres mécaniques sont donnés dans le tableau I.

La paroi a une longueur L_p = 15 m (figure 1) avec un ancrage de 3m dans la couche de sol rigide. Elle est modélisée par des éléments poutres ayant une rigidité axiale EA = 1,7 10^7 kN et une rigidité à la flexion EI = 3,542 10^5 kN m^2.

Une rangée de 3 butons est disposée le long des parois pour assurer le maintien latéral et limiter les déformations. Les butons sont disposés tous les trois mètres selon la profondeur, la première rangée de butons étant située à un mètre de profondeur. La rigidité des butons est égale $E\,A$ = 2 10^6 kN.

La structure considérée est représentée par un portique de 5m de largeur et 4m de hauteur ayant des fondations superficielles de 2 m de largeur. Le portique est soumis à une force uniformément répartie sur la travée de valeur égale à 14,5 kN/m.

Cela revient à considérer une pression de contact sur le sol de l'ordre de 50 kPa/m transmis par chaque fondation du système.

Dans le cas de référence, la fondation du portique la plus proche de la paroi de soutènement de l'excavation se trouve à une distance égale à 2 m (figure 1).

Tableau I. Paramètres mécaniques des sols

Sol	E (MPa)	ν	φ (°)	Ψ (°)	c (kN/m^2)	γ (kN/m^3)
Sol compres-sible	De 9 à 20	0,333	25	0	0,01	20
Sol rigide	72	0,35	36	0	25	20

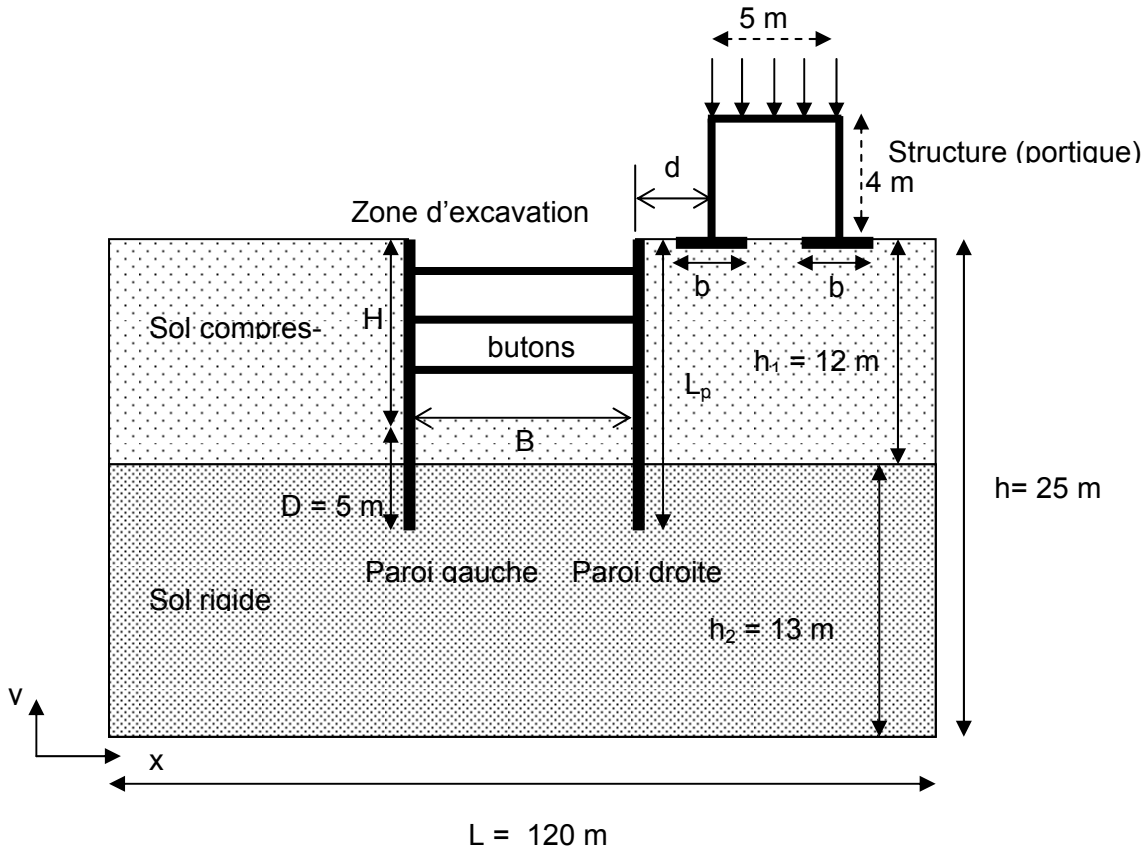


Figure 1. Définition du problème à traiter en interaction excavation-structure.

2.2. Modèle numérique

La modélisation numérique est effectuée en conditions bidimensionnelles de déformations planes en utilisant le logiciel PLAXIS (Vermeer and Brinkgreve, 1998). Le maillage retenu est illustré en figure 2. Il comporte 2220 éléments triangulaires à interpolation quadratique et 4750 nœuds. Des éléments d'interface entre le sol et la paroi de soutènement sont considérés. Ils sont régis par le critère de Mohr-Coulomb.

Le calcul comporte plusieurs phases :

(i) Application de la force uniformément répartie sur la structure (préchargement du terrain) avant excavation

(ii) Mise en place des parois de soutènement par activation des éléments de poutres, (l'effet de la réalisation des parois sur l'état des contraintes initiales dans le terrai n'est pas pris en compte dans le modèle)

(iii) Phases d'excavation par suppressions successives des couches de sol d'un mètre d'épaisseur, et activation des butons le cas échéant.

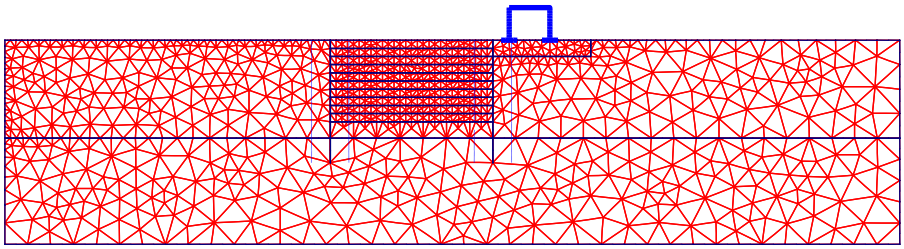


Figure 2. Maillage retenu.

2.3. Résultats obtenus

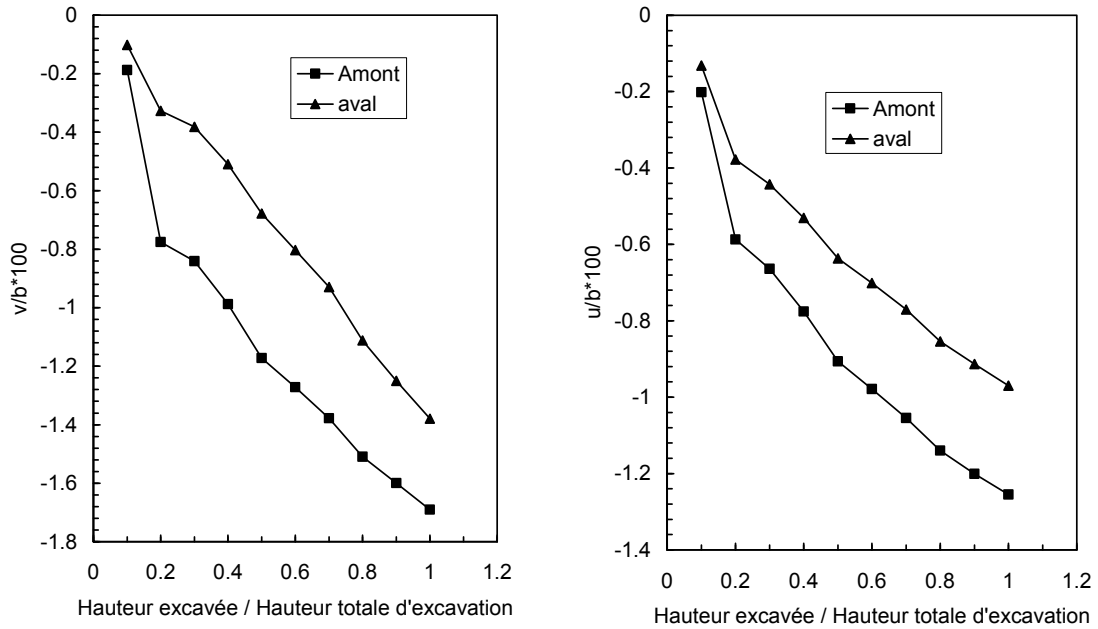
2.3.1 Cas de référence

La figure 3a montre le déplacement vertical 'v' sous les fondations de la structure (amont pour la fondation la plus proche de l'excavation). On note une augmentation plus importante de ce déplacement au début de l'excavation et qui s'affaiblit au cours de l'excavation pour devenir ensuite quasi linéaire. Le déplacement sous la fondation amont étant plus important que celui de la fondation aval, le maximum du tassement différentiel est obtenu lors des premiers mètres excavés. Ces mêmes constatations sont obtenues avec le déplacement horizontal 'u' de ces fondations (figure 3b) mis à part que l'écart de déplacement entre les fondations amont et aval de la structure continue d'augmenter avec l'avancement de l'excavation.

La figure 3c montre que l'excavation induit une augmentation sensible du moment en travée 'M' dans la structure par rapport au moment maximal avant excavation induit par le préchargement, noté 'Mi'. Cette augmentation atteint plus de 50% du moment en travée avant le début de l'excavation et 75% de cette augmentation est obtenue lors de deux premiers mètres excavés.

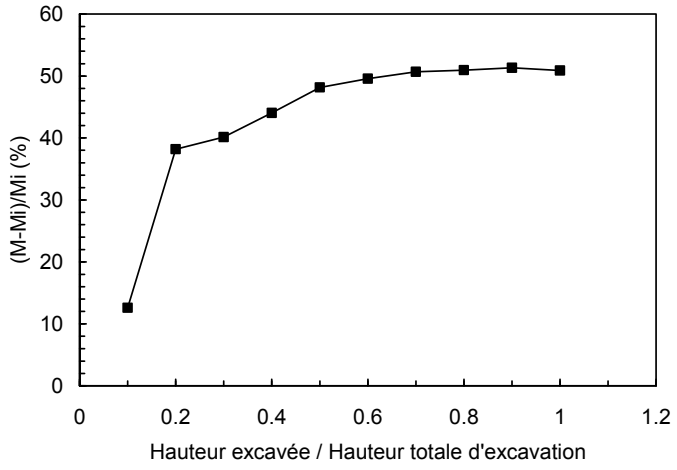
2.3.2 Effet du préchargement de la structure

L'effet du préchargement de la structure est présenté dans ce paragraphe. Le tassement 'v' induit par l'excavation au niveau des fondations de la structure augmente avec la valeur du préchargement appliqué sur la structure et on note la même tendance pour le tassement différentiel entre les deux fondations de la structure (figure 4a). Le moment fléchissant induit par l'excavation est présenté dans la figure 4b, en fonction de la valeur du préchargement. On note également une augmentation du moment fléchissant induit avec l'accroissement du préchargement de la structure.En effet, le moment maximal induit varie de 20 kN.m lorsque la structure n'est pas préchargée à une valeur maximale de 90 kN.m pour un préchargement de 130 kN/m.



(a) (b)

(Légende : Amont : fondation la plus proche de l'excavation ; Aval : fondation la plus loin de l'excavation)

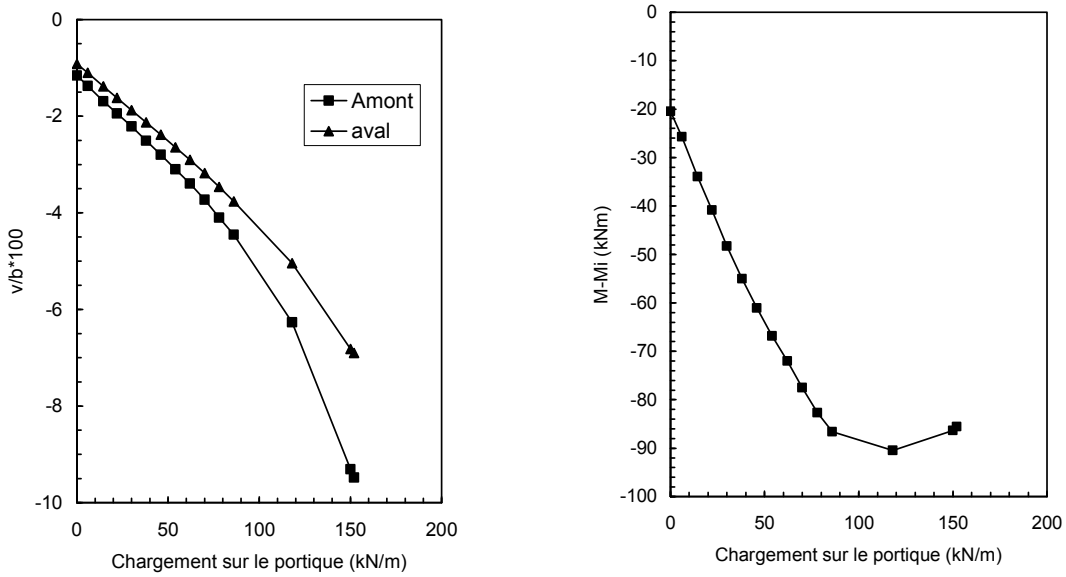


(c)

Figure 3. Résultats du calcul de référence – Influence du creusement sur
(a) déplacement vertical 'v' (b) déplacement horizontal 'u'
(c) variation du moment maximal en travée dans le portique

2.3.3 Effet de la flexibilité de la structure

Pour étudier l'influence de la flexibilité de la structure sur les efforts induits dans la structure lors de l'excavation, on a fait varier la rigidité à la flexion de la structure EI de la valeur de 2833 kNm^2 à 612000 kNm^2. L'analyse des résultats obtenus (figure 5) montre que les moments induits par l'excavation dans les structures rigides sont largement plus importants que ceux induits dans les structures souples malgré que le tassement différentiel présente une évolution inverse : le pourcentage d'augmentation du moment en travée induit par l'excavation est de l'ordre de 6% pour les structures souples et peut atteindre le 60% pour les structures rigides.



(a) (b)

Figure 4. Effet du préchargement du portique sur :
(a) le déplacement vertical 'v'
(b) la variation du moment maximal en travée '(M-M_i)' en fin d'excavation.

2.3.4 Comparaison avec une approche classique

Les résultats de cette approche globale ont été comparés à ceux obtenus par une approche classique qui consiste à déterminer le profil de déplacement en surface en champ libre (en l'absence de toute structure), puis à imposer les déplacements déterminés aux fondations de l'ouvrage afin de déterminer, par un calcul classique de structure, les efforts induits par l'excavation (Boone, 2001 ; Ou et al. 2000).

On constate que l'approche simplifiée peut être appliquée pour les structures souples où elle surestime légèrement les efforts induits par l'excavation, par contre, ces efforts sont largement surestimés dans le cas des structures rigides (figure 6, EI = 612000 kNm^2) et fortement sous estimés dans le cas des structures à flexibilité moyenne (figure 6, EI = 22670 kNm^2).

4. Conclusion

L'analyse de l'interaction excavation – structure montre que des moments significatifs peuvent être induits par l'excavation dans les structures proches et surtout pour les structures rigides. Elle montre également que les approches classiques qui consistent à découpler le problème d'interaction sol-excavation-structure sont insuffisantes pour reproduire tous les phénomènes complexes liés à ce type de problème, parce qu'elles négligent des éléments clés pouvant influencer les efforts induits dans la structure, notamment l'interaction entre les fondations et la flexibilité de la structure, et la plasticité induite par le préchargement de la structure.

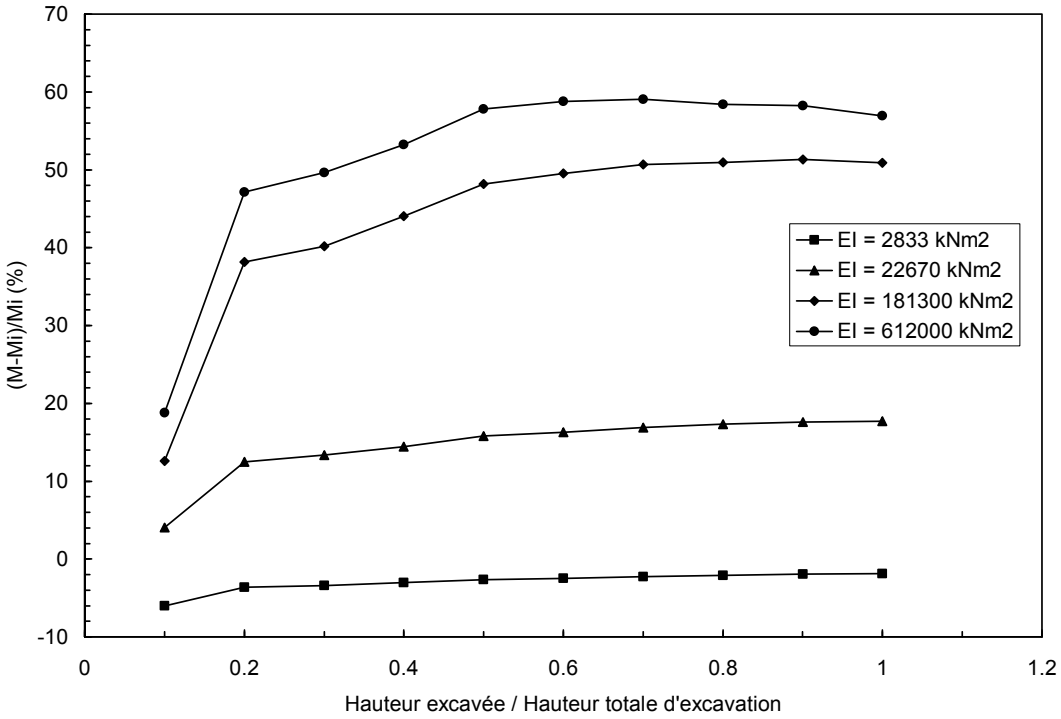


Figure 5. Effet de la rigidité du portique sur la variation du moment maximal en travée dans le portique.

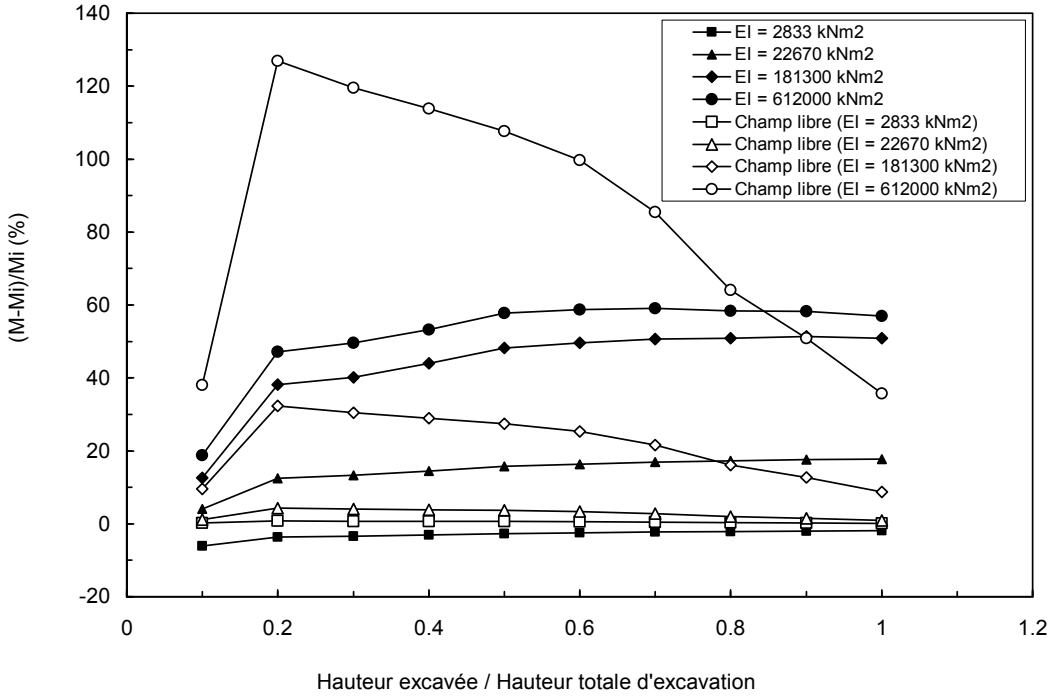


Figure 6. Comparaison entre l'approche numérique et une approche simplifiée.

5. Remerciements

Le travail proposé dans cette communication s'inscrit dans le cadre d'un projet de coopération franco-libanaise CEDRE.

6. Références bibliographiques

Addenbrooke T.I., Potts D.M., Dabee B. (2000) Displacement flexibility for multipropped retaining wall design. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering , 126 (8), 718-726.

Boone S.J. (2001) Assessing construction and settlement-induced building damage : a return to fundamental principles, Procceding Underground Construction, Institution of Mining and Metalurgy, London, 559-570.

Bourgeois E., Mestat Ph., Nguyen P.D., Marten S., Delattre L. (2004) Retours d'expérience sur la modélisation numérique des parois moulées par éléments finis. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur, Lille.

Bowles J.E. (1998) Foundation Analysis and Design. 4th Edition, Mcgraw-Hill Book Company , New York, USA.

Clough G.W., O'Rourke T.D. (1990) Construction-induced movements of in situ walls. Proceeding, Design and Performance of Earth Retainings Structure, ASCE Special Conference, Ithaca, New York, 439-470.

Finno R.J. Roboski J.F, ASCE S.M. (2005) Three-dimensionnal responses of a tied-back excavation through clay. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 131(3), 273-282.

Marcu A., Popa H. (2004) La surveillance du comportement d'une structure de soutènement et des bâtiments avoisinants dans la ville de Bucarest. Int. Conf. on Geotechnical Design, Beyrouth, 141-146.

Hage Chehade F., Barake M., Chehade W., Mroueh H., Shahrour I. (2005) Etude numérique de l'interaction excavation – fondations superficielles. Symposium International sur les Géotechniques dans les Villes, Lille Villeneuve d'Ascq, France.

Moorman C. (2004) Analysis of wall and ground movements due to deep excavations in soft soil based on a new world wide database. Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, 44(1), 87-98, February 2004,)

Ou C.-Y., Liao J.-T., Cheng W. L. (2000) Building response and ground movements induced by a deep excavation. Geotechnique 50(3), 209-220.

Ou C.-Y., Shiau B.-Y.,Wang I.-W. (2000) Three-dimensional deformation behavior of the Taipei National Entreprise Center (TNEC) excavation case history. Can. Geotech. J. 37, 438-448.

Vermeer P.A., Brinkgreve R.B.J. (1998) PLAXIS Finite element code for soil and rock analyses. version 7, Rotterdam : Balkema.

UN NOUVEAU MODELE ELASTO-PLASTIQUE AVEC PRISE EN COMPTE DE LA RUPTURE DES GRAINS

AN ELASTO-PLASTIC MODEL ACCOUTING FOR GRAIN BREAKAGE

Wei HU, Christophe DANO, Pierre-Yves HICHER
Institut de Recherche en Génie Civil et Mécanique, UMR CNRS 6183, Ecole Centrale de Nantes, BP 92101, 44321 Nantes Cedex 3, France

RÉSUMÉ - Un nouveau modèle prenant en compte l'influence de la rupture des grains lors d'un cisaillement est développé dans le cadre des théories l'élasto-plasticité et de l'état critique. L'hypothèse principale de ce modèle est que, lors du chargement, l'indice des vides à l'état critique change sous l'effet de la contrainte moyenne et de la rupture des particules. La comparaison des résultats expérimentaux et des prévisions du modèle prouve que ce modèle peut reproduire le comportement des matériaux granulaires soumis à la rupture des grains.

ABSTRACT - A new model taking into account the influence of grain breakage is developed within the framework of elasto-plasticity and the critical state theory. The main assumption of this model is that, upon loading, the void ratio at critical state changes as the consequence of the changes in the properties of materials, due to grain breakage. The comparison of the experimental results and the model predictions shows that this model can simulate the behavior of granular materials subjected to grain breakage

1. Introduction

La rupture des particules d'un milieu granulaire est un phénomène qui a été mis en évidence expérimentalement par Marsal (1967), Vesic et Clough (1968), Hardin (1985) et Kim and Hicher (1995) par exemple. Ce phénomène qui apparaît lorsque le milieu granulaire est soumis à des compressions isotropes ou à des cisaillements, influe donc sur le comportement mécanique des matériaux. L'intensité de la rupture des grains conditionne l'évolution de la microstructure au travers de la granulométrie, voire de la forme des particules. Ainsi, Kim (1995) a effectué des essais triaxiaux et des essais œdométriques sur des matériaux granulaires aux grains plus ou moins fragiles et a comparé la granulométrie avant et après les chargements (Figure 1). La rupture progressive des grains se traduit par une augmentation du coefficient d'uniformité $C_u = d_{60}/d_{10}$. L'évolution de la microstructure est représentée macroscopiquement par une évolution de l'indice des vides critique (Biarez et Hicher, 1997) que l'on intègre dans un modèle de comportement développé dans le cadre de la théorie de l'élasto-plasticité.

On présente ci-dessous les équations constitutives du modèle puis ses prédictions en comparaison de résultats expérimentaux disponibles dans la littérature.

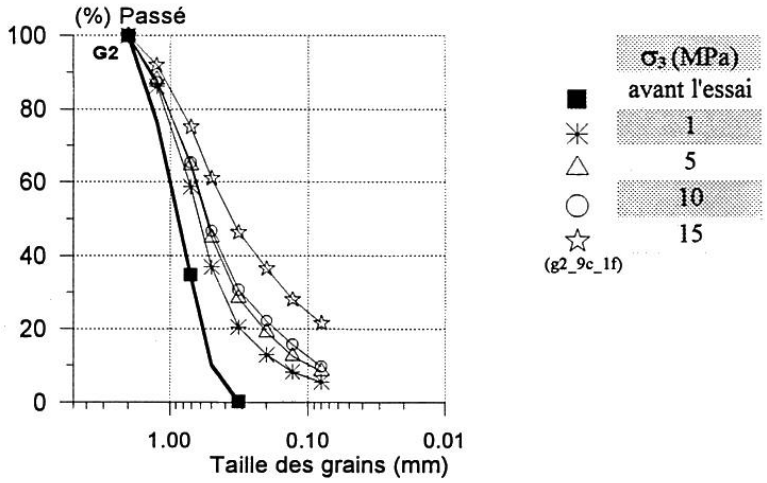


Figure 1 Comparaison des granulométries avant et après un chargement (d'après Kim, 1995).

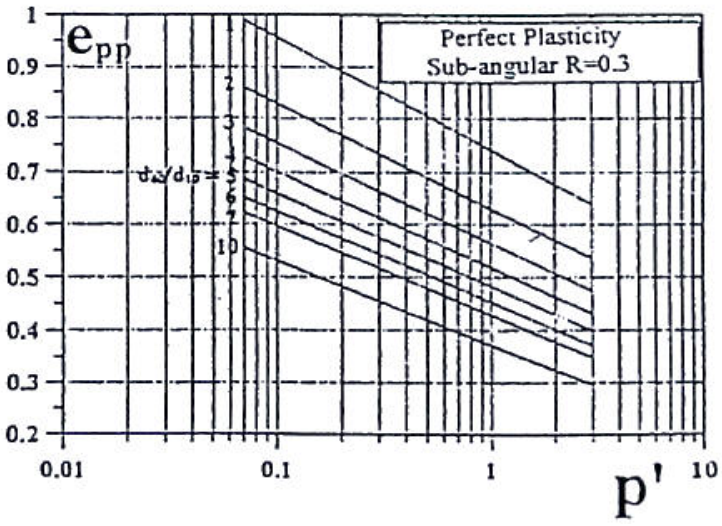


Figure 2 Evolution de la droite d'état critique avec la granulométrie (d'après Biarez et Hicher, 1994).

2. Equations constitutives

Le modèle combine deux mécanismes. Le comportement non linéaire d'un matériau granulaire est représenté par une loi d'écrouissage de type hyperbolique faisant évoluer la surface de charge, dans l'espace des contraintes, avec la déformation plastique déviatoire. Le critère de Mohr-Coulomb est employé comme surface de charge. L'effet de la rupture des grains est représenté par l'évolution de l'indice des vides critique.

2.1 Hypothèses générales

La déformation est décomposée en la somme de la contribution élastique et de la contribution plastique :

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_p \quad (1)$$

Le modèle est indépendant du temps. Dans ce modèle, les contraintes de compression sont positives. Le comportement élastique est décrit par la loi de Hooke, linéaire et isotrope :

$$\overline{\overline{\sigma}} = 2\mu \cdot \overline{\overline{\varepsilon}} + \lambda \cdot Tr\left(\overline{\overline{\varepsilon}}\right) \cdot \overline{\overline{I}} \quad (2)$$

où μ et λ sont les paramètres de Lamé, l'opérateur Tr est le premier invariant du tenseur, $\overline{\overline{\sigma}}$, $\overline{\overline{\varepsilon}}$ et $\overline{\overline{I}}$ respectivement le tenseur des contraintes, le tenseur des déformations et le tenseur identité.

2.2 Surface de charge

Le domaine élastique est supposé restreint par la surface de charge dont la position initiale dans l'espace des contraintes est définie par le paramètre r_{el}. La surface de charge, notée F, est représentée par un critère de Mohr-Coulomb (Dano, 2001) :

$$F(p, q, \theta, r_d) = \frac{q}{M_p} m(\theta) - p' r_d(\varepsilon_d^p) = 0 \quad (3)$$

où q est la contrainte déviatorique, p' la contrainte effective moyenne, m(θ) une fonction de l'angle de Lode θ, M_p la pente de la surface de charge dans le plan (p, q), lorsque la résistance maximale est atteinte et r_d la loi d'écrouissage fonction de la déformation plastique déviatoire ε_d^p. La fonction de l'angle de Lode est tirée de Bardet (1980) :

$$m(\theta) = \frac{6}{\sqrt{3}(3 - \sin\varphi)} \left[\cos\theta - \frac{\sin\varphi}{\sqrt{3}} \sin\theta \right] \quad (4)$$

2.3 Fonction d'écrouissage

La fonction d'écrouissage de type hyperbolique s'écrit :

$$r_d(\varepsilon_d^p) = r_{el} + \frac{\varepsilon_d^p (1 - r_{el})}{a + \varepsilon_d^p} \quad (5)$$

r_{el} définit la taille du domaine élastique initial et la distance par rapport à l'état de résistance maximale. Le second paramètre d'écrouissage, a, définit la vitesse d'évolution de la non linéarité. La fonction d'écrouissage varie donc entre r_{el} et 1 lorsque l'état de résistance maximale est atteint.

2.4 Potentiel plastique

La description de l'évolution des déformations plastiques se fait par le biais du potentiel plastique G, du type Cam-Clay ;

$$G(p,q) = \frac{q}{M_c(\theta)P} + Ln(p') \tag{6}$$

où M_c est la pente de l'état caractéristique dans le plan des contraintes (p, q). La surface d'état caractéristique est supposée être homothétique à la surface de charge. Ainsi :

$$M_c(\theta) = M_c \frac{\sqrt{3}(3-\sin\varphi_c)}{6\left(\cos\theta - \frac{\sin\varphi_c}{\sqrt{3}}\sin\theta\right)} \tag{7}$$

φ_c est l'angle caractéristique qui correspond à la transition du domaine contractant au domaine dilatant :

$$\varphi_c = Arc\sin\left(\frac{3M_c}{6+M_c}\right) \tag{8}$$

2.5 Etat critique

Un des concepts les plus importants en mécanique des sols est la théorie de l'état critique. A l'état critique, le cisaillement d'un matériau granulaire s'effectue à volume constant. L'indice des vides dans cet état, noté e_c est une fonction de la contrainte effective moyenne p' (Figure 2) :

$$e_c = e_{ref} - \lambda \ln(\frac{p'}{p_{ref}}) \tag{9}$$

Le couple des paramètres (e_{ref}, p_{ref}) correspond à un point de référence sur la droite d'état critique, λ est la pente de cette droite dans le plan (e, p'). On relie également l'angle de frottement mobilisé à un angle de frottement intrinsèque au matériau ϕ_u, qui sera considéré par la suite comme étant égal à l'angle caractéristique :

$$\tan\phi_p = \left(\frac{e_c}{e}\right)^m \tan\phi_u \tag{10}$$

où e est l'indice des vides du matériau. Le paramètre m est un autre paramètre du modèle (Biarez et Hicher, 1994).

2.6 Rupture des grains

Comme indiqué sur la figure 3, la droite d'état critique est translatée vers les indices des vides plus faibles dès lors que la rupture des grains se produit, la pente restant constante par hypothèse. Mathématiquement, on fait dépendre l'indice des vides de référence e_{ref} avec le taux de rupture des particules (Kim, 1995) par l'intermédiaire du calcul du travail plastique (Daouadji et al., 2001) :

$$w^{*p} = \int \sigma_{ij} \left| d\varepsilon_{ij}^{p} \right| \tag{11}$$

Afin de décrire l'évolution de l'état critique, on propose l'expression suivante dans laquelle deux nouveaux paramètres constitutifs, notés respectivement A et B, sont introduits :

$$1 - \frac{e'_{ref}}{e_{ref}} = \frac{A w^{p}}{B + w^{p}} \tag{12}$$

Le paramètre A commande la limite d'évolution de l'état critique, quand le travail plastique tend vers l'infini :

$$1 - \frac{e'_{ref}}{e_{ref}} = A \text{ quand } e'_{ref} = e_{ref} \, (Cu = 10) \tag{13}$$

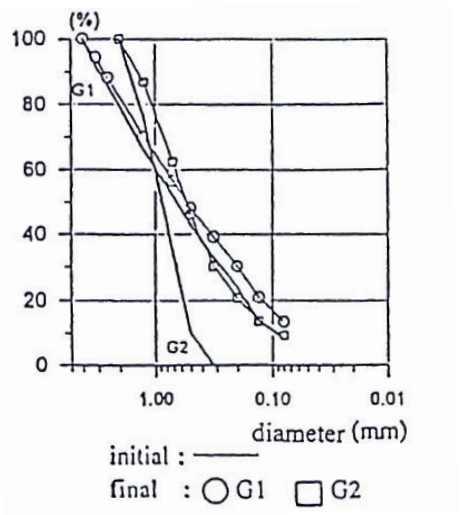


Figure 3 Comparaisons des granulométries avant et après un chargement sur des matériaux granulaires de différentes granulométries (Kim 1995)

Biarez et Hicher (1994) ont proposé des corrélations empiriques entre l'indice des vides maximal $e_{\max}$, l'indice des vides minimal $e_{\min}$, et le coefficient d'uniformité C_u. Les indices des vides $e_{\min}$ et $e_{\max}$ n'évoluent plus dès que la granulométrie devient relativement étalée (C_u > 10), ce qui devient le cas si l'intensité de la rupture des grains est importante. Or ces deux paramètres positionnent également la droite d'état critique dans le plan (e, log p') (Figure 2). Le paramètre B représente l'intensité

de la rupture des particules, ou autrement dit, la vitesse d'évolution de l'état critique pendant un chargement donné, selon leurs propriétés initiales (forme, taille, distribution). On peut voir sur la figure 4 (d'après Kim, 1995) que les matériaux à granulométrie serrée sont plus sensibles à la rupture des grains que les matériaux à granulométrie étalée. Plus la valeur de B est faible, plus l'évolution sera rapide.

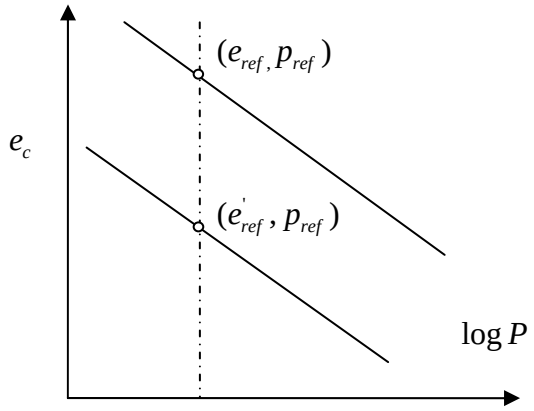


Figure 4 Evolution de l'indice des vides critique avec la rupture

3. Validation du modèle

Afin de valider notre modèle, nous avons simulé les comportements d'échantillons de granite désigné par G2 dans (Kim, 1995). Les diamètres moyens des particules de ce matériau sont compris entre 60mm et 120mm. Les particules sont sensibles à la rupture sous fortes contraintes. L'expérience qu'on choisit de simuler est un essai triaxial drainé sous un fort confinement, 1 MPa. On propose aussi une étude de sensibilité au paramètre B pour montrer l'importance de l'évolution de rupture. Les valeurs des paramètres constitutifs de ce matériau sont indiquées dans le Tableau 1.

Tableau I Valeurs des paramètres du modèle pour le matériau G2.

Paramètres élastiques	Module d'Young E = 216 MPa
	Coefficient de Poisson ν = 0,2
Indices de vide initial	e = 0,80
Paramètre d'état caractéristique	M_c = 1,7
Paramètres d'écrouissage	r_{el} = 0,001
	a = 0,003
Paramètre d'état critique	e_{ref} = 1,24
	p_{ref} = 100 kPa
	λ = 0,21
	m = 0,9
Paramètres de rupture des grains	A = 0,31
	B = 500

Les résultats des expériences et les prédictions du modèle sont comparés sur la figure 6.

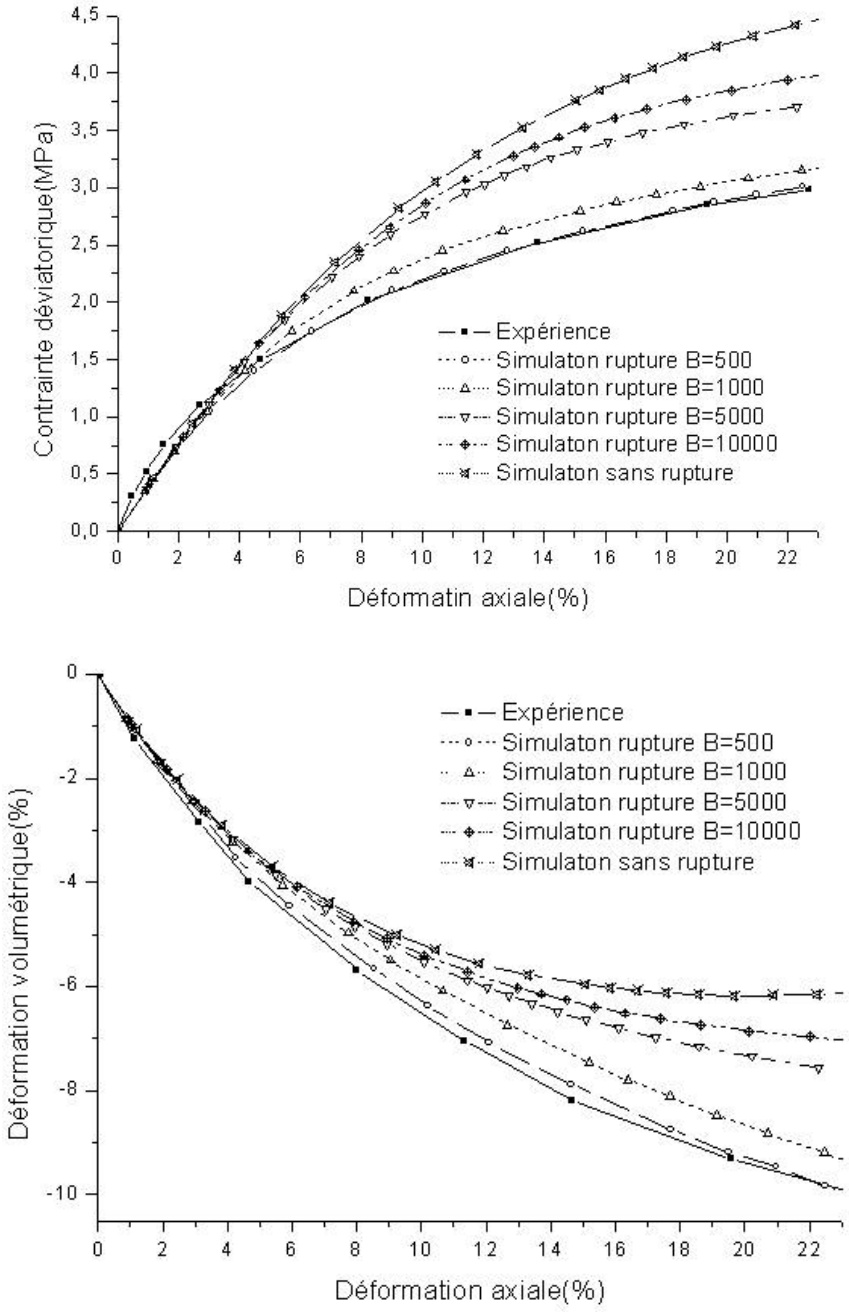


Figure 6 Simulation numérique et résultats expérimentaux sur le granite G2 pour un confinement de 1 MPa.

La rupture des grains pendant le cisaillement génère d'une part une contractance plus forte que dans le cas d'un matériau sans rupture, par évolution de l'indice des vides critique et, d'autre part, une diminution, liée à la contractance accrue, de l'angle de frottement maximal (Figure 6). L'effet de la rupture des grains devrait être évalué lors, par exemple, de la conception ou de la vérification du dimensionnement d'un barrage en remblai de grande hauteur. Des accidents récents se sont produits sur ce type d'ouvrages en raison d'une mauvaise estimation du potentiel de rupture des granulats.

4. Conclusion

On présente dans ce papier un modèle prenant en compte la rupture des particules sur des chemins de contraintes en cisaillement. La rupture des grains est décrite par l'évolution du coefficient d'uniformité, influant lui-même sur la position de la droite d'état critique dans le plan (e, log p'). La distance entre l'indice des vides et l'indice des vides critique en cours de chargement, plus ou moins importante en fonction de l'intensité de la rupture des particules, permet de représenter des comportements dilatants (peu de rupture) ou contractants (rupture importante) observés expérimentalement.

5. Références bibliographiques

Daouadji A., Hicher.P.Y., Rahma.A. (2000) An elastoplastic model for granular materials taking into account grain breakage, European Journal of Mechanics - A/Solids, Volume 20, Issue 1, pp. 113-137

Dano C. (2001) Comportement mécanique des sols injectes. Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Nantes.

Hardin B.O. (1985) Crushing of soil particles, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 111(10):1177-1192

Kim Me. Sun. (1995) Etude expérimentale du comportement mécanique des matériaux granulaires sous fortes contraintes, Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Paris

Biarez J., Hicher P.Y. (1994) Elementary Mechanics of Soil Behaviour, Balkema, pp .208

Biarez J., Hicher P.Y. (1997) Influence de la granulométrie et de son évolution par ruptures de grains sur le comportement mécanique de matériaux granulaires, Revue Française de Génie Civil, vol. 1, no4, pp. 607-631

Bardet J.P. (1990.) Lode dependences for isotropic pressure-sensitive elastoplastic materials, Journal of Applied Mechanics, Vol.57, pp. 1131-1146

Marsal R.J. (1967). Large scale testing of rockfill materials, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 93(SM2): pp. 27-43.

Vesic A.S., Clough G.W. (1968) Behaviors of granular materials under high stresses,Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,ASCE, 94 (SM3) : pp. 661-668

LGV RHIN RHÔNE : UNE TRANCHEE EXPERIMENTALE COMME OUTIL D'AIDE A LA CONCEPTION D'UN GRAND DEBLAI

RHIN RHÔNE HSR: A FULL SCALE TRENCH AS DESIGN AID FOR A LARGE CUT

Céline LEFEVRE, Alain GUILLOUX
Terrasol, Montreuil, France

RÉSUMÉ – La conception d'un grand déblai, sur le projet de la LGV Rhin-Rhône, a été confrontée à des incertitudes liées aux comportements hydrogéologique et géotechnique des marnes du Toarcien (stabilité des talus et risques de gonflement). Dans ce contexte, la réalisation d'une tranchée expérimentale s'est avérée très utile pour vérifier la faisabilité du projet et optimiser son dimensionnement.

ABSTRACT – In the design process of a large cut in Toarcien marls for the Rhin Rhône HSR, the hydrogeological and geotechnical behavior of the ground was difficult to evaluate from the classical investigations. In such conditions, a full scale trench was realized and proved to be much useful to check the project feasibility and to optimize the design regarding the slopes stability and swelling behavior.

1. Introduction

Dans le cadre de la conception d'un grand déblai sur le tracé de la ligne à grande vitesse (LGV) Rhin-Rhône, le Maître d'Ouvrage Réseau Ferré de France (RFF), sur les recommandations de son Maître d'œuvre SETEC, a décidé de réaliser une tranchée expérimentale afin de collecter, avant le lancement des travaux, des données géotechniques complémentaires par rapport à celles acquises au cours des phases de reconnaissances préalables.

L'objectif de cet article est de montrer, au travers des différentes étapes de conception de ce projet, comment des incertitudes liées au comportement d'un site géologique particulièrement difficile ont pu être réduites grâce à la réalisation et à l'exploitation d'une tranchée d'essai.

2. Inscription de l'ouvrage expérimental dans le projet

2.1. Présentation du projet

La branche Est de la LGV Rhin-Rhône, dont le chantier est actuellement en cours, reliera Mulhouse à Dijon en passant notamment par Besançon et Belfort-Montbéliard.

Le grand déblai objet de cet article constitue l'accès à la tête ouest du tunnel de Chavanne (lot C1, dans le département de la Haute-Saône). Ce déblai restera ouvert pendant toute la durée du chantier du tunnel, soit deux à trois ans, puis sera aménagé en "faux tunnel" définitif de 190 m de longueur.

La hauteur du déblai à l'axe varie environ de 10 m jusqu'à 24 m au niveau du tympan du tunnel. Différentes solutions ont été envisagées au stade de l'avant-projet, parmi lesquelles :

- terrassements simplement talutés avec faibles pentes et risbermes,
- parois clouées subverticales,
- solutions mixtes terrassement + clouage

Les conclusions de cet avant-projet montraient qu'il subsistait un certain nombre d'aléas majeurs (cf. § 2.2), qui ont conduit le Maître d'ouvrage et le Maître d'œuvre à décider la réalisation d'une tranchée d'essai sur le site même de l'ouvrage définitif.

2.2. Problématiques liées au contexte naturel

Les reconnaissances géologiques et géotechniques conduites au cours des premières phases d'études avaient mis en évidence un contexte particulièrement délicat, avec :

- d'une part des terrains marneux au comportement difficilement prévisible, notamment en talus exposés aux agents atmosphériques : les marnes du Toarcien inférieur et les marno-calcaires du Domérien ; les premiers, connus sous l'appellation "schistes cartons", sont réputés être des matériaux particulièrement évolutifs et gonflants (Figure 1) ;
- d'autre part, un contexte hydrogéologique complexe, lié à la localisation de l'ouvrage sur le versant du Mont Chavanne et aux terrains à la fois très peu perméables à l'échelle des reconnaissances, et discontinus à l'échelle du massif (stratification, tectonisation).

Figure 1. Evolution des marnes du Toarcien à l'air libre (« schistes cartons »).

La connaissance régionale de ces formations géologiques montrait que la stabilité des talus était toujours très difficile à obtenir, même avec des pentes de talus très faibles (2H/1V à 3H/1V). En outre, il est rapidement apparu que les essais réalisés in situ ou en laboratoire, sur des échantillons intacts prélevés dans les carottages, ne permettaient guère d'apprécier correctement le comportement géotechnique de ces terrains, à la fois sols et roches, fortement évolutifs et que l'absence d'affleurements à proximité du site empêchait de pallier cette insuffisance.

Or les conséquences économiques du modèle géotechnique retenu, à court et long termes, étaient évidemment très importantes, le choix des paramètres principaux conditionnant à la fois les délais et les coûts, du fait de leur incidence sur :

- les pentes retenues pour les talus, et les protections superficielles,
- la longueur et la densité des clous,
- le système de drainage.

En outre le fait qu'il s'agisse de la tranchée d'accès au tunnel imposait un niveau de sécurité accru, de façon à éviter tout désordre qui pourrait se répercuter sur les délais de creusement du tunnel.

2.3. Conception de l'ouvrage expérimental

Il a donc été décidé de réaliser une tranchée expérimentale, instrumentée et visitable pendant plusieurs mois, de 40 m de longueur et 8 m de profondeur maximale (Figure 2). Elle a été implantée dans l'emprise du projet définitif et avec la même orientation, mais positionnée de manière à éviter tout remaniement des terrains devant constituer les talus et le tympan définitifs.

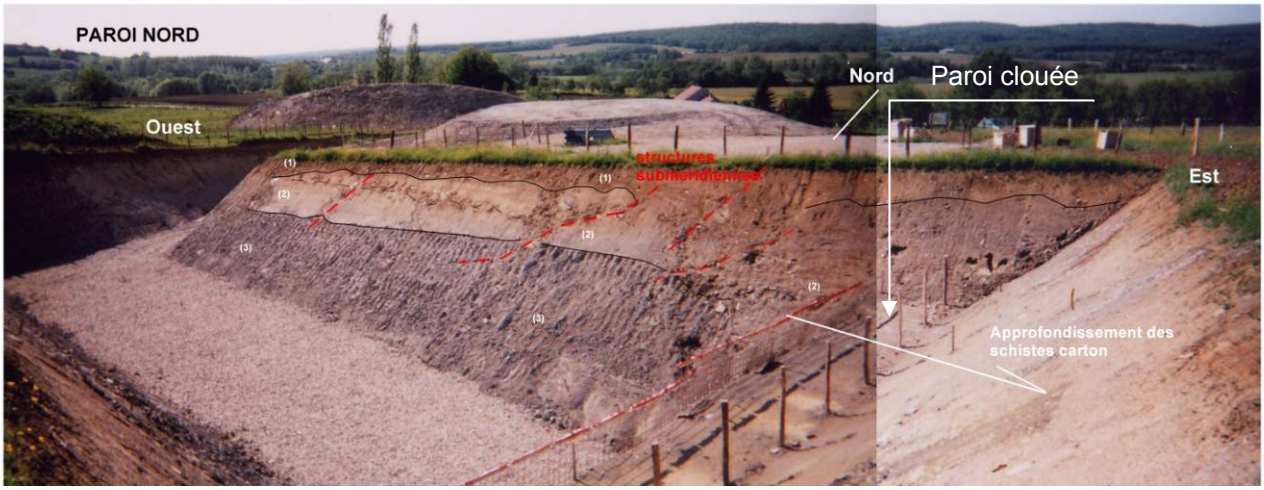


Figure 2. Vue générale de la tranchée, depuis le coin sud-est (F. Pinte, mai 2005)

Les talus nord et sud, de pentes respectives 3H/2V et 1H/1V, ont été réalisés sans renforcement ni protection superficielle, pour pouvoir en observer les évolutions. L'extrémité est a fait l'objet d'une paroi clouée subverticale de 40 m² environ.

La profondeur de 8 m permettait de rencontrer tous les terrains concernés par le projet, ainsi que le niveau d'eau mesuré dans les piézomètres, et correspondait également à la hauteur de talus prévue entre risbermes au stade de l'avant-projet, ce qui permettait de la "tester" en vraie grandeur. La longueur de 40 m visait à limiter le comportement tridimensionnel des talus. Il était prévu à l'origine que la tranchée fasse l'objet d'observations pendant au moins un hiver et un printemps. En pratique elle est restée ouverte pendant deux ans environ.

Les auscultations mises en place comportaient :

- un inclinomètre de 15 m de hauteur placé en crête du talus sud, le plus raide,
- trois piézomètres de 6 m de profondeur, alignés en amont du coin sud-est, à 5 m, 10 m et 20 m de distance par rapport à la crête du talus,

- 5 profils transversaux de 16 repères topographiques chacun (2 en arrière des crêtes, 4 sur les talus et 4 en fond de tranchée), ainsi que sur la paroi clouée,
- 3 clous destinés à la réalisation d'essais d'arrachement.

L'ouvrage a fait l'objet d'un suivi mensuel, comprenant à la fois une observation visuelle des talus, et notamment de leur évolution, et le relevé des auscultations. Par ailleurs, un grand nombre d'échantillons ont été prélevés, sur blocs et donc dans de meilleures conditions qu'en carottage, afin de compléter les données de laboratoire, jusqu'alors peu nombreuses et difficiles à rattacher sans ambiguïté à l'une ou l'autre des formations géologiques.

3. Principaux résultats acquis sur l'ouvrage expérimental

Les terrassements en grande masse de la tranchée ont été réalisés du 17 au 29 mars 2005, et l'excavation a été totalement terminée vers le 15 avril 2005, avec la réalisation de la paroi clouée d'extrémité.

3.1. Modèle géologique et hydrogéologique

Globalement, la tranchée d'essai a confirmé la succession géologique schématique déduite des reconnaissances préalables, c'est-à-dire de bas en haut : marno-calcaires du Domérien supérieur, marnes argileuses du Toarcien inférieur, et colluvions de pente.

Mais en outre l'observation des affleurements artificiels ainsi créés a apporté de précieuses informations géologiques complémentaires, qu'il est impossible d'obtenir à l'aide des données ponctuelles de forages et piézomètres :

- la transition entre le Toarcien inférieur et le Domérien a pu être recalée avec certitude, grâce à l'observation visuelle de la lithologie des différents horizons et des bancs repères …), ce qui était très difficile à l'aide des seules descriptions d'échantillons ;
- les pendages ont pu être mesurés, et les failles, simplement supposées au stade de l'avant-projet à partir des discontinuités entre sondages, ont pu être confirmées et qualifiées (orientation, épaisseur, altération, hydrologie…);
- enfin, on a pu constater l'absence de venues d'eau importantes lors des terrassements et à long terme. Seuls des écoulements de subsurface, résultant de la situation en pied de versant et très liés aux conditions météorologiques, ont pu être observés.

Ceci n'exclut cependant pas la présence d'une pression interstitielle dans les marnes sous-jacentes. En effet le suivi piézométrique a montré que la tranchée avait une influence appréciable sur les niveaux mesurés, puisque le piézomètre P4, le plus proche du talus, a été rabattu rapidement de 2 m et l'est resté pendant toute l'année d'observation (Figure 3). En revanche les piézomètres situés plus en arrière, qui subissent également des variations importantes, montrent un comportement qui semble plus saisonnier que lié à l'influence de la tranchée, comme le montre la corrélation avec le piézomètre P5PR1305 situé hors de la zone d'influence.

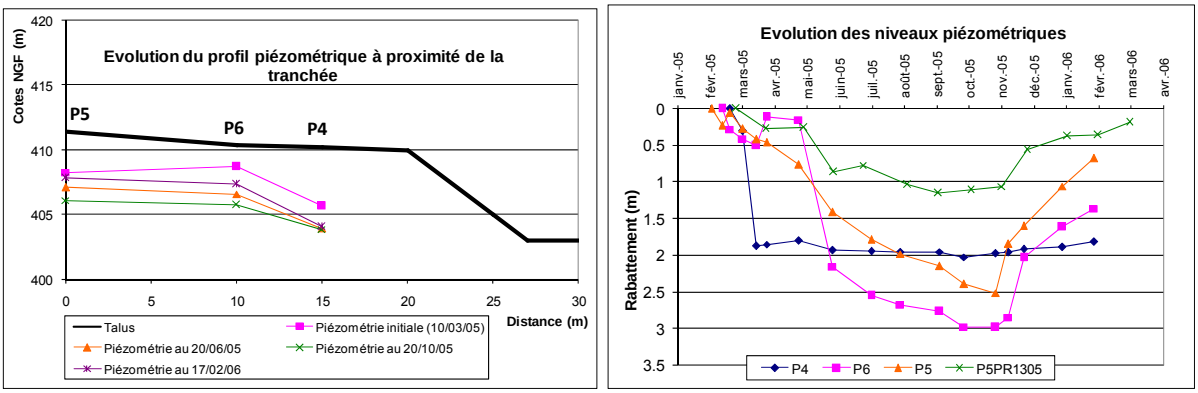


Figure 3. Suivi piézométrique

3.2. Données de laboratoire

Les échantillons intacts prélevés dans la tranchée ont fait l'objet d'essais d'identification (teneur en eau, densité, granulométrie et sédimentométrie, valeur au bleu, limites d'Atterberg, teneur en $CaCO_3$ et minéralogie sur la fraction argileuse), et d'essais mécaniques : cisaillement direct à la boîte, essais triaxiaux, essais de compression simple, et essais de gonflement de type oedométriques et Huder-Amberg.

Pour les essais triaxiaux, deux séries d'essais ont été réalisées en parallèle :

- sur échantillons intacts avec la procédure classique,
- et sur échantillons volontairement « dégradés » par une phase de maturation (immersion pendant 6 semaines des éprouvettes).

Cette procédure avait pour objectif de recréer artificiellement l'altération des terrains soumis aux agents atmosphériques, et d'en mesurer les conséquences sur les paramètres de cisaillement C (cohésion) et φ (angle de frottement). Les résultats obtenus, alliés à la certitude de leur bonne attribution stratigraphique, ont permis de définir deux comportements bien distincts pour les marnes altérées (argiles) du Toarcien inférieur et les marnes saines du Domérien. Même si l'effet de la maturation n'a pas été nettement observé, on a constaté à plusieurs reprises une augmentation importante de cohésion avec une diminution de 6 à 10° de l'angle de frottement.

Quant au gonflement, les essais ont mesuré des rapports compris entre 1 et 3,4 %, et des pressions pouvant atteindre 10 MPa, confirmant les données existantes, mais difficilement explicables au vu du contexte naturel (faible couverture et nombreuses circulations d'eau permettant de déclencher le phénomène in situ).

3.3. Observation in situ du gonflement des marnes

Par rapport aux essais en laboratoire, le suivi topographique du fond de la tranchée d'essai apporte des informations complémentaires très intéressantes quant à l'amplitude et la cinétique de gonflement des marnes (Figure 4) : un an après la fin des terrassements, on a ainsi pu mesurer un soulèvement variant entre 15 et plus de 30 mm, la valeur maximale correspondant à la partie la plus profonde du déblai.

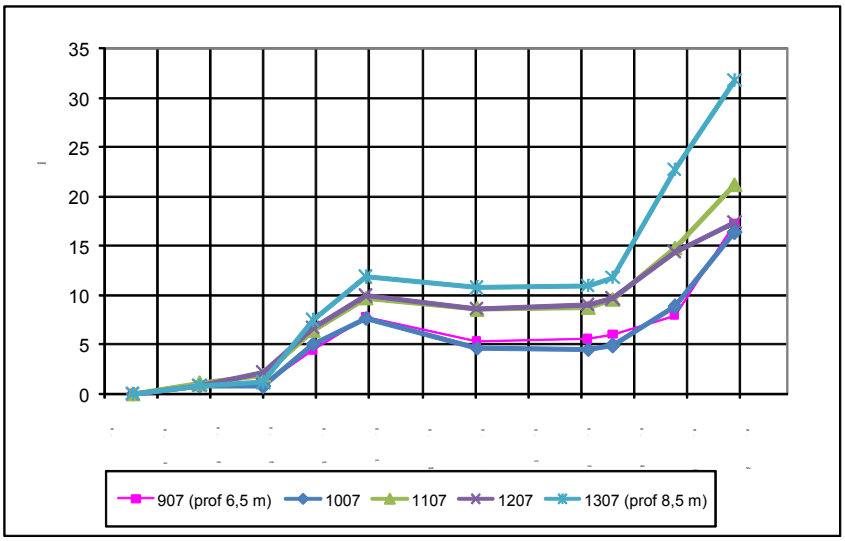


Figure 4. Suivi des soulèvements du fond de tranchée

Cette amplitude ne comprend pas les phénomènes de soulèvements instantanés, qui n'ont pas d'incidence sur la conception de l'ouvrage. Ainsi, pour tous les profils topographiques, la majeure partie du soulèvement a été mesurée lors de deux principaux épisodes de gonflement :

- un premier en juin-juillet 2005, soit 3 à 4 mois après la fin des terrassements,
- un second en janvier-février 2006, soit 10 à 11 mois après la fin des terrassements.

Ces épisodes ne semblent pas directement liés à la météorologie, mais à une cinétique propre aux matériaux.

3.4. Comportement des talus

Pendant les deux ans de suivi des talus, aucune rupture significative ne s'est produite : aucune fissure franche n'est apparue en amont des talus et l'inclinomètre n'a jamais montré d'évolution remarquable (quelques millimètres au maximum en une année, ce qui exclut tout phénomène profond). Par ailleurs, les mouvements mesurés sur les talus ont été significatifs : les relevés topographiques des talus (Figure 5) ont montré un déplacement maximal pouvant atteindre plusieurs centimètres, globalement perpendiculaire à la surface des talus, et plus prononcé côté sud, le plus raide. Les relevés topographiques en arrière des crêtes n'ont montré que de faibles mouvements (± 1 cm environ), surtout côté sud.

Ces mouvements correspondent bien à des phénomènes d'altération superficielle, voire à de petits glissements de peau, mais en aucun cas à une instabilité générale.

Toutes ces données confirment les observations faites sur les talus, où l'on n'a constaté aucun mouvement d'ensemble, mais en revanche une altération marquée et des instabilités superficielles côté sud (penté à 1H/1V) : ravinement, petites loupes de glissement localisées, légers bombements en pied de talus, linéations à l'arrière de la crête etc.

Par ailleurs le comportement de la paroi clouée a été totalement satisfaisant, sans aucune déformation anormale, et sans effet de l'altérabilité des terrains, grâce au confinement immédiat apporté par le béton projeté de parement.

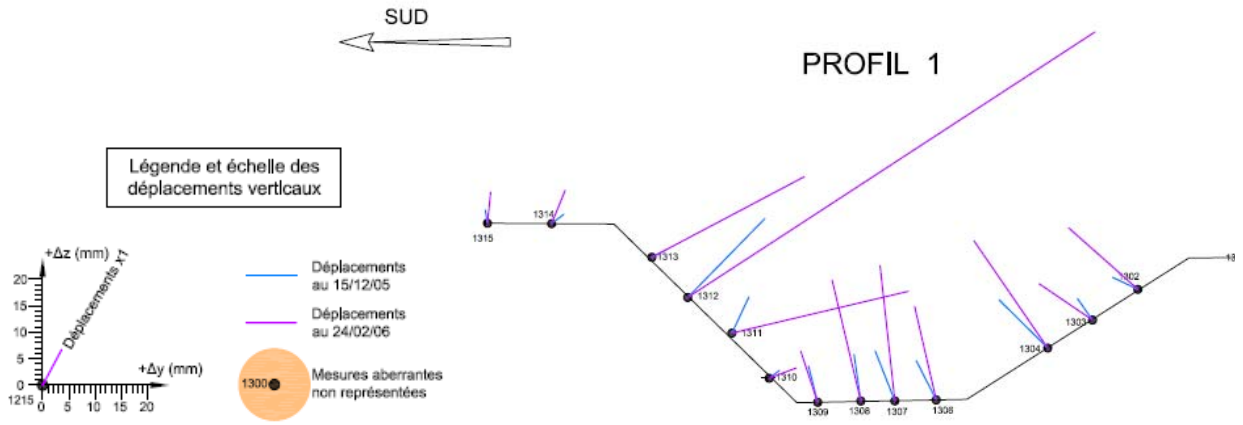


Figure 5. Représentation des déplacements mesurés à différentes dates.

4. Exploitation des données complémentaires

Après recalage du modèle géotechnique, deux types d'analyses ont été conduites avec le logiciel TALREN 4 afin d'intégrer les informations complémentaires :

4.1. Rétro-analyse des talus de la tranchée expérimentale

Avec les hypothèses initiales, volontairement sécuritaires, sur l'altération à long terme du Toarcien inférieur (C=0 kPa ; φ=32°), le talus sud de la tranchée (penté à 1H/1V) était voué à la rupture (coefficient de sécurité F<1 ; Figure 6a), ce que l'ouvrage expérimental a infirmé. Une « rétro-analyse » a donc été conduite afin de mettre en cohérence :

- les nouvelles données de laboratoire relatives à chaque horizon,
- les observations faites (pas de grand glissement, instabilités superficielles),
- les coefficients de sécurité calculés.

ce qui a permis d'actualiser les paramètres mécaniques retenus à court et long termes dans les trois horizons concernés, et notamment dans le Toarcien inférieur altéré, avec une légère cohésion (C=7 kPa) mais un angle de frottement réduit (φ=20°) conduisant à F=1,1 à 1,2 (Figure 6b).

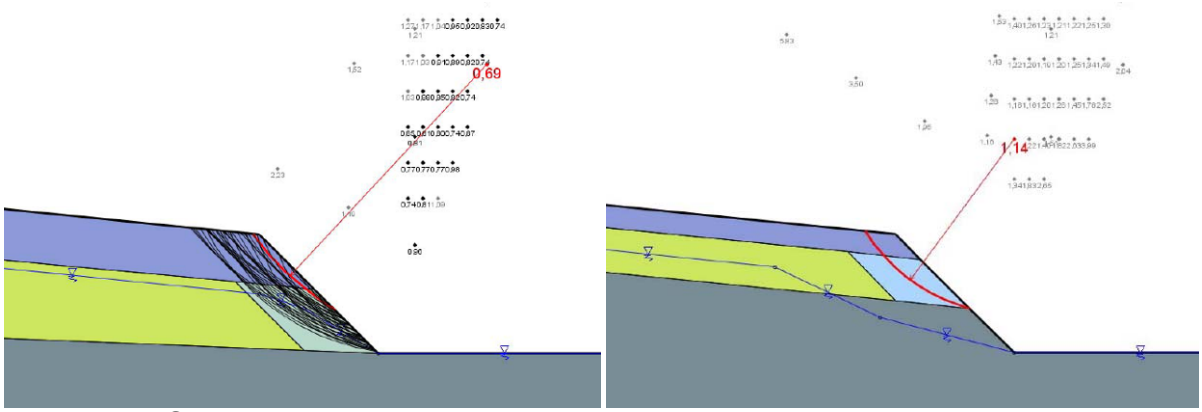


Figure 6. Stabilité du talus à 1H/1V : a/ (à gauche) avec les hypothèses initiales ; b/ (a droite) avec les paramètres recalés

4.2. Optimisation du projet

Le dimensionnement des ouvrages a été repris à l'aide de ces nouveaux paramètres, conduisant à une solution plus cohérente avec le comportement réel des terrains.

Mais le retour d'expérience de la tranchée d'essai a surtout permis, lors des dernières phases d'études, de limiter la prise en compte des aléas géotechniques. Certains aspects sécuritaires, qui avaient été intégrés à l'avant-projet, plutôt par application du "principe de précaution" qu'en fonction des résultats objectifs d'essais ou de calculs, ont pu être écartés, permettant des économies notables.

En outre, le Maître d'ouvrage et le Maître d'œuvre ont pu ouvrir la consultation des entreprises à des variantes intéressantes, qui auraient sans doute été refusées en l'absence des résultats de la tranchée expérimentale.

5. Conclusion

La tranchée expérimentale de Chavanne illustre ainsi une méthode de gestion de l'aléa géotechnique, encore trop peu utilisée dans les grands projets français. En effet, les méthodes de reconnaissances classiques mises en œuvre laissaient subsister des incertitudes nombreuses et variées (stratigraphie, hydrogéologie, comportement mécanique des talus et du fond de fouille, etc.).

Ces problématiques ont pu être traitées grâce aux observations faites en vraie grandeur sur la tranchée expérimentale, ce qui a nettement facilité l'optimisation du projet, mais aussi la communication entre les acteurs du projet sur la notion de risque géotechnique, sur les variantes proposées et sur les études d'exécution.

Il a cependant été gardé à l'esprit que le comportement de l'ouvrage d'essai, de taille réduite, n'était pas directement transposable à l'ouvrage définitif, environ trois fois plus profond et quatre fois plus long, qui se comporte actuellement de façon tout à fait satisfaisante (Figure 7).

Figure 7. Vue générale du déblai, depuis le tympan (P.Legrand, novembre 2007)

LES OUVRAGES RECENTS DE GRANDE HAUTEUR EN SOL RENFORCE

RECENT VERY HIGH REINFORCED SOIL WALLS

Eric LUCAS, Pierre SERY, Alain TIGOULET, David BRANCAZ
Terre Armée S.A.S., Velizy, France

RÉSUMÉ – Dans un contexte de recherche d'économie dans les projets d'infrastructures routières, la technique des murs en sol renforcé offre une perspective intéressante : substituer des murs de soutènement de grande hauteur aux ouvrages d'art de franchissement. Le présent article expose les cas de quatre soutènements de grande hauteur réalisés durant les trois dernières années.

ABSTRACT – While seeking for savings in road infrastructure projects, the reinforced soil walls technique proves to be an interesting solution: replace overpasses/viaduc by very high retaining walls. This article gives the case history of four very high reinforced soil walls erected during the three last years.

1. Introduction

Dans la période de ces trois dernières années, Terre Armée a réalisé des ouvrages exceptionnels en sol renforcé de par leurs dimensions :

- Strikici (Croatie) : mur de 27m de hauteur en trois volées à parement Freyssisol et armatures en bandes géosynthétiques,
- Lodève - mur de Soumont (Autoroute A75) : mur à parement TerraClass et armatures métalliques de 31m de hauteur en 5 volées auquel s'ajoute un mur de 4.5m de hauteur pour la chaussée décalée,
- Bocognano (RN196 Corse) : mur TerraTrel de 20m de hauteur en 2 volées (parement légèrement incliné) surmonté d'un talus de 24m de hauteur et fondé sur une assise en béton cyclopéen,
- La Ravoire – PI161 (Autoroute A41) : culées porteuses de 24m de hauteur en 2 volées supportant un tablier d'une portée entre appuis de 38m.

L'article présente chacun des ouvrages et les spécifications techniques particulières imposées par leur caractère d'exception : dimensionnement, conditions de fondation et spécifications des matériaux et remblais constitutif des massifs en sol renforcé

2. Ouvrage de STRIKICI (Croatie) : fin de construction en mai 2007

Pour répondre au fort développement touristique que connaît la Croatie depuis plusieurs années, le pays ne cesse d'agrandir son réseau autoroutier côtier. Dans le cadre de la liaison autoroutière Zagreb-Split-Dubrovnik, Viadukt d.d. et Terre Armée ont proposé, en variante à deux viaducs, deux soutènements Freyssisol de grande hauteur sur la section Dugopolje-Bisko, à une quinzaine de kilomètres à l'est de Split, dont le mur de Strikici.

Figure 1 : photo du mur de Strikici lors de la mise en service de l'autoroute

2.1. Les contraintes

L'ouvrage étant construit sur une pente relativement forte, il a été nécessaire de limiter l'emprise des terrassements.

2.2. Les principales caractéristiques

La hauteur maximale des massifs est de 27.4m pour une surface totale de 8 500m² de parement et une longueur de 508m. Les massifs sont fondés sur le substratum rocheux présentant un pendage défavorable et qui a fait l'objet d'une étude spécifique pour s'assurer de la stabilité pendant la phase provisoire de terrassement. Le parement (type Freyssisol) est constitué d'éléments modulaires en béton présentant une surface de 3.2m² (2.0mx1.6m) pour une épaisseur de 14cm et 16cm. Les panneaux ont été connectés à des armatures gésynthétiques de 9cm de largeur (faisceau de fibres polyesters dans une gaine de protection en polyéthylène). Un maximum de 18 armatures ont été connectées aux panneaux en partie basse du mur. Leur longueur maximale a atteint 15m. L'ouvrage a été divisé en trois murs superposés afin de limiter l'effet des tassements internes sur le parement. Les remblais techniques et arrières aux massifs ont été réalisés avec des remblais de très bonne qualité provenant du concassage des matériaux extraits des terrassements : 0/250 - ϕ'>36°, passants à 80µm<12%. Se situant en zone sismique, l'ouvrage a été vérifié en stabilité interne et générale sous sollicitations dynamiques avec une accélération nominale de la gravité : a_N =2.9m/s²

2.3 Les avantages

Le projet présentait un excédant de matériaux de déblai rocheux ce qui a rendu le projet des murs d'autant plus économique.

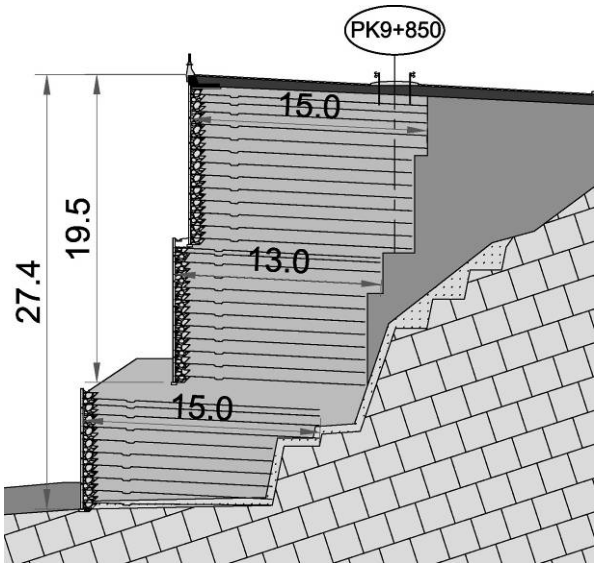


Figure 2 : Coupe transversale schématique pour la section du mur la plus haute

3. Ouvrage de LODEVE (autoroute A75) : fin de construction en mars 2005

Réalisé par la DDE de l'Hérault, le projet permet à l'autoroute A75 de contourner l'agglomération de Lodève. Sur le secteur de cet ouvrage, dit mur de Soumont, il s'agit de mettre aux normes autoroutières actuelles l'ancienne déviation de la RN9 réalisée dans les années 1980. L'ouvrage de soutènement, constitué d'une succession de 6 murs superposés, évite la construction d'un viaduc de franchissement du talweg.

Figure 3 : photo de l'ouvrage durant la construction du mur supérieur

3.1. Les contraintes

Le thalweg franchi étant soumis à des venues d'eau importantes un soin particulier a été porté aux dispositifs d'assainissement avec la mise en œuvre de

drainage au droit des talus de fouille et la réalisation d'un fossé pour la collecte des ruissellements en amont du remblai, un ouvrage hydraulique étant réalisé sous le massif.

3.2. Les principales caractéristiques

Bien qu'exceptionnel par sa hauteur ce mur n'a pas présenté de difficulté géotechnique particulière puisque fondé sur le substratum hormis en fond de talweg ou une substitution locale a été réalisée à l'emplacement d'anciennes cuves enterrées. Côté Sud l'assise du mur est remontée de façon à prendre appui sur un éperon rocheux. Du fait de l'instabilité supposée de certains blocs rocheux, cet éperon à fait l'objet d'une confortation par clouage avant la réalisation de la Terre Armée. Le parement du massif est réalisé avec l'écaille cruciforme TERRACLASS, dont l'épaisseur est augmentée à 18cm en partie basse, la partie supérieure étant maintenue en 14cm. Au droit de la section la plus haute les armatures en acier galvanisé à chaud (section 45mmx5mm) atteignent un maximum de 14m de longueur. Comme pour tous les ouvrages de grande hauteur, le remblai a été sélectionnée avec un soin particulier : l'angle de frottement, la teneur en fine (passants à 80µm) et la forme de la courbe granulométrique (coefficient d'uniformité) garantissant un bon compactage. Dans un souci d'intégration, le mur aval a été conçu en cinq volées successives entrecoupées de risberme de deux mètres, deux tronçons étant par ailleurs réalisés en quatre volées avec risberme réduite à un mètre, risbermes qui ont été ensuite végétalisées.

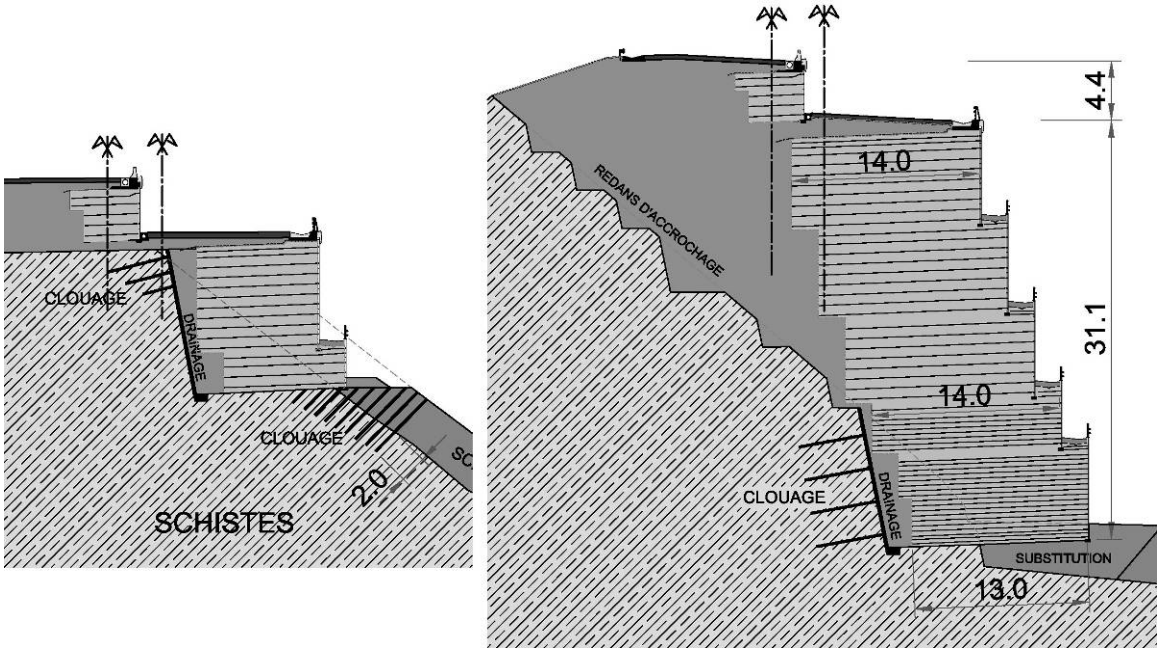


Figure 4 : coupes transversales typiques du projet

3.3 Les avantages

Pour cet ouvrage, venant s'insérer dans un site relativement chahuté, la souplesse, la modularité ainsi que la méthodologie de montage des murs Terre Armée ont permis de réaliser le franchissement du Talweg sur une grande hauteur avec un minimum de contrainte.

4. Ouvrage de BOCOGNANO (Corse – RN196) : fin de construction en mai 2007

Maillon important de la route nationale 196 entre Bastia et Ajaccio en corse, L'aménagement de la déviation de Bocognano permet d'éviter la traversée du village depuis le virage d'Ambaraccia, au Sud, jusqu'au pont de Sellola, au Nord. Une section de 5.5kms est realisée afin de dévier 7kms environ de routes sinueuses. Parmi les principales caractéristiques du projet de la nouvelle voie qui comprendra 19 ouvrages hydrauliques ainsi que deux ouvrages d'art courants - pont sur le Bronco et passage supérieur de la route du Busso - figurent également, un viaduc de 260 mètres et un tunnel de 445 mètres ainsi que le massif de soutènement de grande hauteur.

Figure 5 : photo de l'ouvrage avec la mise en œuvre des talus supérieurs

4.1. Les contraintes

La construction de cette portion de nationale avec le franchissement d'une vallée profonde (chaussée en élévation de 24m par rapport au terrain naturel sur une forte pente) a conduit SETEC (Maîtrise d'Œuvre) à concevoir un talus a 3/2 dont le pied est maintenu par un massif en sol renforcé de 20m de hauteur.

4.2. Les principales caractéristiques

Pour une intégration du mur, le choix s'est porté sur le procédé TerraTrel d'aspect minéral constitué d'armatures métalliques connectées à un parement en treillis soudé galvanisé. L'aspect minéral est obtenu par un matelas de 50cm d'épaisseur en petit enrochement (150/200mm). Compte tenu de la hauteur, le parement treillis a été renforcé et l'espacement vertical des armatures a été réduit sur les 2/3 de la hauteur du mur. Les armatures dimensionnées à 13m de longueur en stabilité interne on été portées à 16m pour la stabilité d'ensemble. Pour limiter la profondeur du massif, et donc les terrassements, il a été proposé de fonder le mur sur un béton cyclopéen de 3.5m d'épaisseur (maximale dans le fond du talweg) ancré dans le substratum rocheux. L'ouvrage étant situé sur pente, un système de drainage par masque drainant a été disposé sur le profil de terrassement à l'arrière du massif.

Compte tenu des hauteurs de remblaiement, les matériaux des remblais techniques ont été soigneusement sélectionnés (granulométrie, caractéristiques de cisaillement etc.). Le mur a été réalisé en deux étages avec une berme intermédiaire permettant d'avoir une plus grande accessibilité.

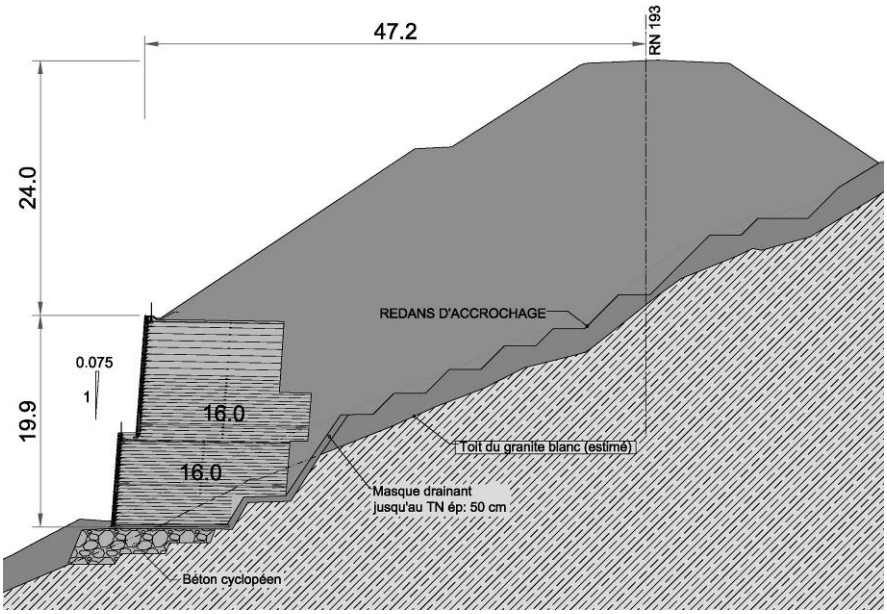


Figure 6 : Coupe type dans l'axe de la section la plus haute du projet

4.3 Les avantages

L'insertion de l'ouvrage dans le site a été particulièrement réussie grâce notamment à l'aspect minéral du parement TerraTrel. La topographie du terrain était mal connue au moment du projet du fait de la difficulté d'accès au site. Les modules de parement de 3mx0.65m (LxH) ont permis d'adapter les niveaux de fondation du mur au plus près du terrain en place.

5. Ouvrage de La RAVOIRE (autoroute A41) : fin de construction août 2008

Dans le cadre des travaux sur la section St Julien-en-Genevois/Villy-le-Pelloux de l'Autoroute A41, le concessionnaire ADELAC a demandé la réalisation de l'ouvrage de franchissement du ruisseau de la Ravoire sur la commune de Cruseilles. Le site est dans l'environnement de l'ouvrage classé du Pont de la Caille et doit répondre aux préoccupations environnementales liées à la *préservation de l'habitat des écrevisses à « pieds blancs » ou pattes blanches* (espèce protégée).

5.1. Les contraintes

Les impératifs imposés à cet ouvrage ont été de préserver la luminosité du site et le milieu sur une bande de 15m de largeur depuis l'axe du ruisseau.

5.2. Les principales caractéristiques

L'ouvrage se compose de deux tabliers jumeaux de 37.7m de portée entre appuis. Les tabliers sont des quadri-poutre mixtes (acier-béton) posés sur des chevêtres

portés par les soutènements en sol renforcé. La hauteur maximale des massifs sous tablier est de 23.80m pour une surface totale de 3700m² de parement. Une plateforme de 3.25m en avant des murs au-delà de la zone protégée a été prévue pour répondre aux impératifs suivants : supprimer les blindages de protection lors de l'ouverture des fouilles, améliorer la luminosité et améliorer l'accessibilité en pied de l'ouvrage en dehors de la zone protégée.

Figure 7 : Photo en cours de réalisation des chevêtres

Les massifs sont fondés sur les moraines compactes et les molasses gréseuses dont les pressions limites sont supérieures à 3MPa. Localement, une substitution s'est avérée nécessaire. Les parements (type TerraClass) sont constitués d'éléments modulaires en béton présentant une surface de 2.25m² (1.5mx1.5m) et de 14 et 18cm d'épaisseur. Les panneaux ont été connectés à des armatures métalliques nervurées galvanisées à chaud de section 45mmx5mm. Au maximum et en partie basse des murs, 18 armatures ont été connectées aux panneaux. La longueur maximale des armatures est de 16m. Les murs ont été découpés en deux volées avec une berme intermédiaire de 1.5m. Les tassements internes aux massifs techniques devant être pris en considération, le choix des matériaux de remblai a été très strict : 0/150 - ϕ'>36°, passants à 80µm<5%. Les remblais contigus aux massifs armés devaient par ailleurs avoir un angle de frottement interne ϕ'>35. L'ouvrage, se situant en zone sismique, a été vérifié en stabilité interne et générale sous sollicitations dynamiques avec une accélération nominale de la gravité: a_N=2.5m/s²

5.3 Les avantages

La solution économique d'un tablier porté par des massifs en sol renforcé présentait notamment les avantages suivants :

- Travaux de montage réalisés intégralement depuis la zone de remblaiement des murs en dehors de la zone protégée,
- Simplicité de réalisation des fouilles, de la mise en œuvre des murs et de la réalisation des tabliers,
- Réduction de l'importance des ouvrages.

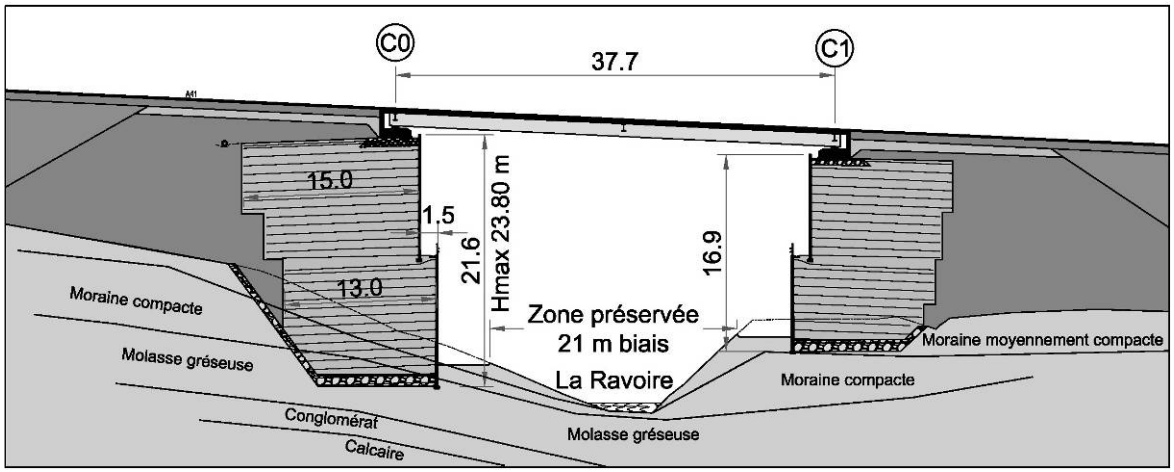


Figure 8 : Coupe longitudinale schématique dans l'axe de l'ouvrage

6. Synthèse

Les massifs en sol renforcé de grande hauteur sont de toute évidence des solutions économiques, eu égard aux ouvrages d'art traditionnels de franchissement et présentent des avantages certains qui rendent ces murs de grande hauteur encore plus attrayants:

- *Délais de réalisation courts* : les fournitures pour la réalisation des murs (parement, armatures) sont fabriquées en temps masqué pendant la période de préparation et de terrassement du site. Les différents systèmes permettent un montage rapide des murs notamment du fait de la simplicité de mise en œuvre,
- *Mise en œuvre facilitée et optimisée* : la souplesse et la modularité des massifs en sol renforcé leur confèrent une facilité d'adaptation géométrique à la topographie des sites.

Un soin particulier doit être apporté dans la conception de ces ouvrages, notamment pour :

- *Les études* : stabilité interne, externe et générale – estimation des tassements. Un soin particulier doit être apporté dans la définition des campagnes de reconnaissance des sols,
- *La sélection des remblais techniques* de ces ouvrages:
  - Utilisation de *matériaux nobles* avec granulométrie étalée pour faciliter le compactage,
  - suivi des *caractéristiques de cisaillement* pour les questions de stabilité,
  - *réduction des fines* (passants à 80µm) pour limiter leur déformabilité.
- *Les préconisations du drainage* à l'arrière et à la base des massifs contre le profil de terrassement,
- *Le compactage des remblais* qui est le gage d'un contrôle efficace des déformations interne et externe aux massifs.

Pour le contrôle des déformations et pour respecter le profil théorique du parement des murs, il suffit de donner un fruit à chaque rang de panneaux compris entre 5 et 10mm par mètre de hauteur avec une correction éventuelle en cours de montage.

FONDATIONS MIXTES ET GROUPES DE PIEUX DANS L'ARGILE MOLLE

PILE GROUP AND PILED RAFT FOUNDATION IN SOFT CLAY

Ngoc-Thanh NGUYEN[1], Pierre FORAY[1], Etienne FLAVIGNY[1]
(1) Laboratoire Sols, Solides, Structures–Risques (UMR-5521), Grenoble-INP

RÉSUMÉ – Cet article présente des modélisations numériques 3D de fondations mixtes et de groupes de 4x4 pieux soumis à une charge axiale uniformément répartie, dans les argiles molles à l'aide du logiciel Plaxis 3D Foundation. A partir de l'ensemble de ces modélisations, on a pu analyser les mécanismes de mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe des différents pieux. Les comparaisons entre les évolutions charge-tassement des groupes et des fondations mixtes avec différents entraxes de pieux sont présentées. On précise également les effets de l'entraxe, celui du groupe, le rôle du radier dans une fondation mixte.

ABSTRACT – This article presents the 3D numerical modelling of pile-group and piled raft foundations with 4x4 piles subjected to an uniformly distributed axial load, in soft clays by the software Plaxis 3D Foundation. The results of all the calculations allow to analyze the mechanisms of mobilization of lateral friction and point resistance of the different piles inside a group. The comparison between the load-settlement curve of different pile-group and pile-raft foundations is illustrated. We detail the effects of pile spacing, the group effect, and the role of the raft in a piled raft foundation in soft clay.

1. Introduction

Le développement des logiciels éléments finis tels que Plaxis, Abaqus, César ou de différences finies tels que FLAC a donné à la géotechnique des outils efficaces pour l'analyse fine du comportement des fondations mixtes et des groupes de plusieurs pieux. A l'aide du logiciel Plaxis 3D Foundation, on a modélisé des groupes et des fondations mixtes de 4x4 pieux soumis à une charge axiale uniformément répartie, dans l'argile molle. Le diamètre des pieux a été pris constant. On a fait varier leur longueur L, ainsi que leur entraxe s.

A partir des résultats de ces modélisations, on a pu analyser les mécanismes de mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe des différents pieux, et évaluer l'effet du groupe, celui de la longueur, celui de l'entraxe pour le comportement des fondations mixtes et des groupes des pieux dans les argiles molles. On a pu vérifier que le radier a un rôle très important pour les fondations mixtes dans les argiles molles. Grâce au fait que le radier est en contact avec le sol, il peut récupérer jusqu'à 40% de la charge totale d'une fondation mixte, tandis que le tassement est diminué de 10 à 20%. Les résultats numériques obtenus ont été également comparés avec d'autres observations provenant de la littérature actuelle comme Mandolini et Viggiani (1997), Borel (2001), Frank (1999), Randolph (2003), De Sanctis et Mandolini (2006), Poulos (2000).

Enfin, des comparaisons entre les réponses charge-tassement pour des groupes et des fondations mixtes sont également présentées.

2. Modélisation numérique 3D des groupes et des fondations mixtes

2.1. Modélisation du sol

On considère ici une argile molle dont le module d'Young et la cohésion non-drainée augmentent linéairement avec la profondeur. La cohésion non-drainée du sol s'exprime donc par l'expression : c_u (kPa) = c_o + K. z où : c_o = 20 kPa, K = 2 (kPa/m) et z : la profondeur en mètres. Le module d'Young non-drainé est relié à la cohésion : E_u = 150. c_u (kPa), et le coefficient de Poisson est de 0,495.

Pour modéliser le comportement de l'argile, le modèle Mohr-Coulomb implanté dans Plaxis 3DF a été considéré. Les pieux et le radier sont supposés élastiques linéaires avec un module d'Young de 3.10^7 kPa et un coefficient de Poisson de 0,2.

On a cherché à introduire des conditions d'interface sol/pieu proches des recommandations habituelles : $\tau_{max} = \alpha.c_u$ où α est fonction de la profondeur selon les recommandations API (1991).

2.2. Géométrie des groupes et des fondations mixtes

On a effectué une série de modélisations de groupes de 4x4 pieux et de fondations mixtes avec 4x4 pieux dans l'argile molle dont les propriétés ont été données précédemment.

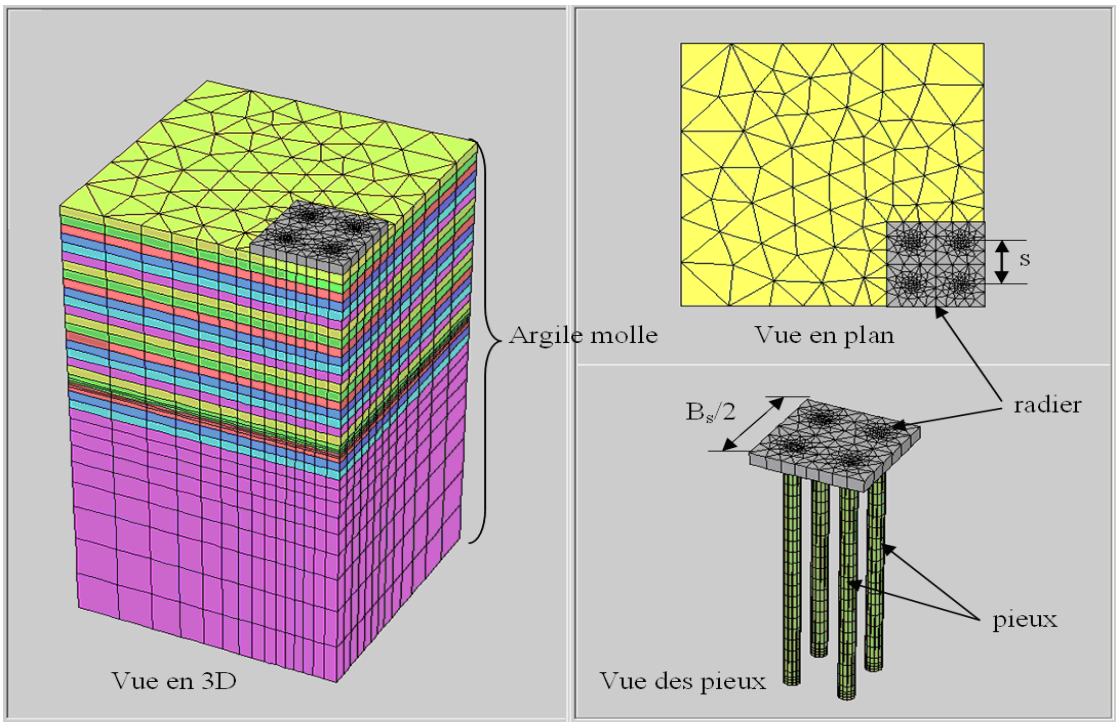


Figure 1. Modélisation d'un groupe de pieux

L'utilisation des symétries nous a permis de modéliser des groupes et des fondations mixtes de 4x4 pieux avec un diamètre de pieu D = 1 m et une longueur L de 20 m, puis 30 m ou 40 m (Figure 1). On a étudié l'entraxe des pieux suivant : 2,5D, 3D, 4D, 5D, 7,5D et 10D pour estimer l'effet d'interaction et l'effet du radier. L'épaisseur du radier est supposée constante égale à 1 m. La largeur B_s du radier pour des fondations mixtes est aussi constante et égale à 16 m.

3. Mobilisation du frottement le long du pieu et celle de la résistance en pointe

3.1. Frottement latéral

3.1.1. Groupe de pieux

L'effet de l'entraxe des pieux et celui du groupe apparaissent clairement sur les mobilisations des frottements le long des pieux dans les groupes. En effet, la figure 2 illustre les résultats analogues obtenus pour des groupes avec l'entraxe de 2,5D, 3D, 4D, 5D, 7,5D et 10D à différentes profondeurs (à 2-3 m et à 17-18 m) pour le pieu central (noté 1) et le pieu du coin (noté 3).

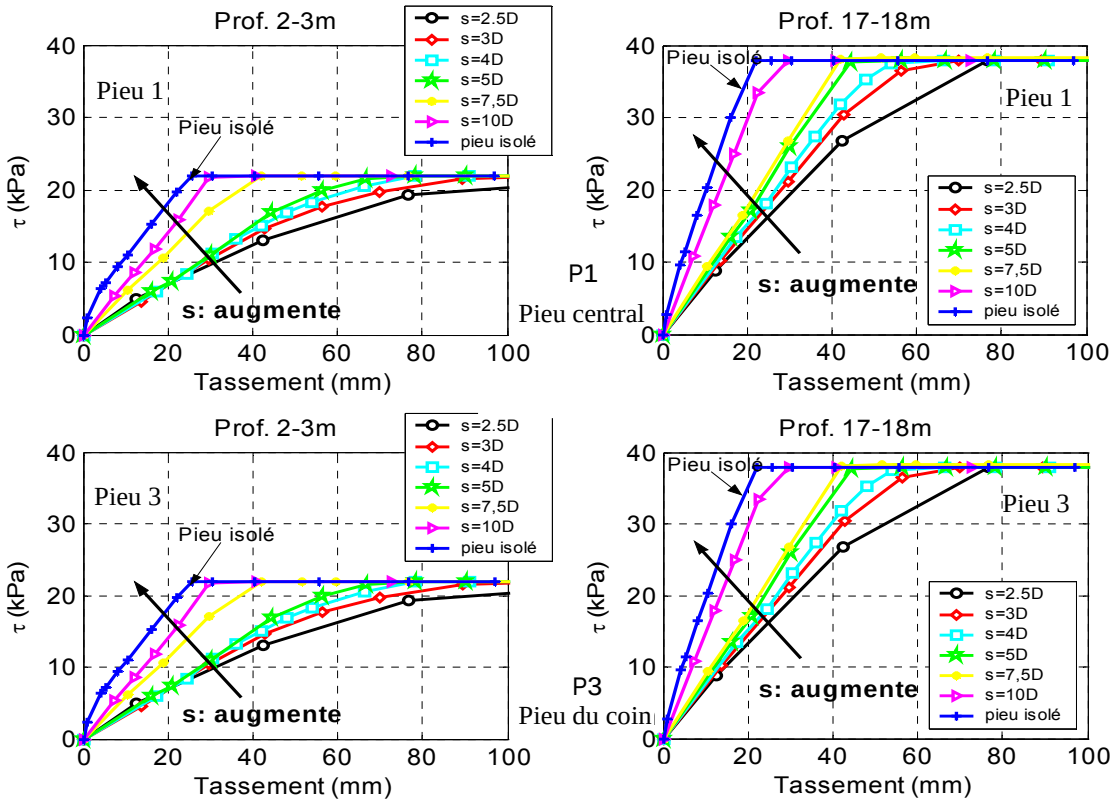


Figure 2. Mobilisation du frottement latéral du pieu 1 et du pieu 3 dans les groupes

Ces résultats nous permettent de constater que les mobilisations des frottements latéraux pour l'entraxe 2,5D sont saturées le plus lentement. En revanche, celles pour l'entraxe 10D sont les meilleures. On trouve aussi que les mobilisations des frottements pour les pieux centraux se font plus lentement que pour les autres pieux du groupe. Les mobilisations des pieux de côté (notés 2 et 4) sont identiques, les pieux du coin semblent travailler comme un pieu isolé.

3.1.2. Fondation mixte

Sous l'effet du radier en contact avec le sol dans la fondation mixte, on a trouvé que le frottement dans la partie supérieure des pieux est légèrement négatif, surtout pour les pieux centraux. L'étude des mobilisations du frottement le long du pieu central, du pieu latéral et du pieu en coin sur 4 niveaux différents, entre 2-3 m, 7-8 m et 12-13 m et 17-18 m est particulièrement intéressante.

La figure 3 présente un exemple concernant la mobilisation du frottement pour le pieu central à 2-3 m et à 17-18 m.

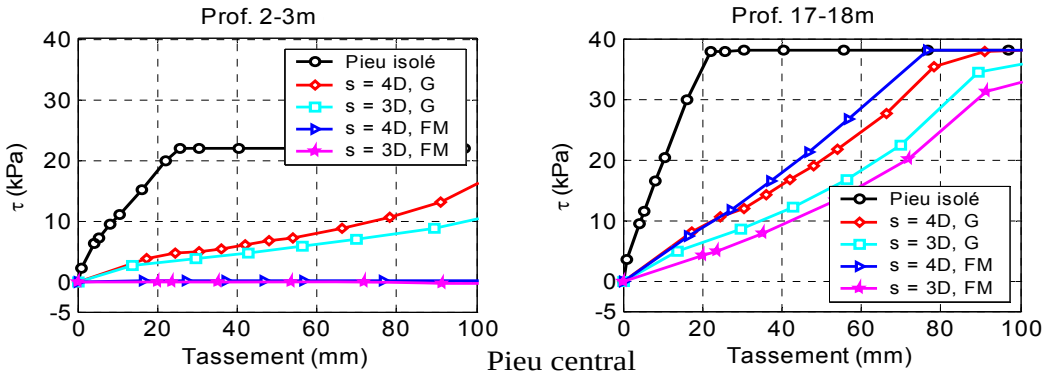


Figure 3. Mobilisation du frottement latéral du pieu central

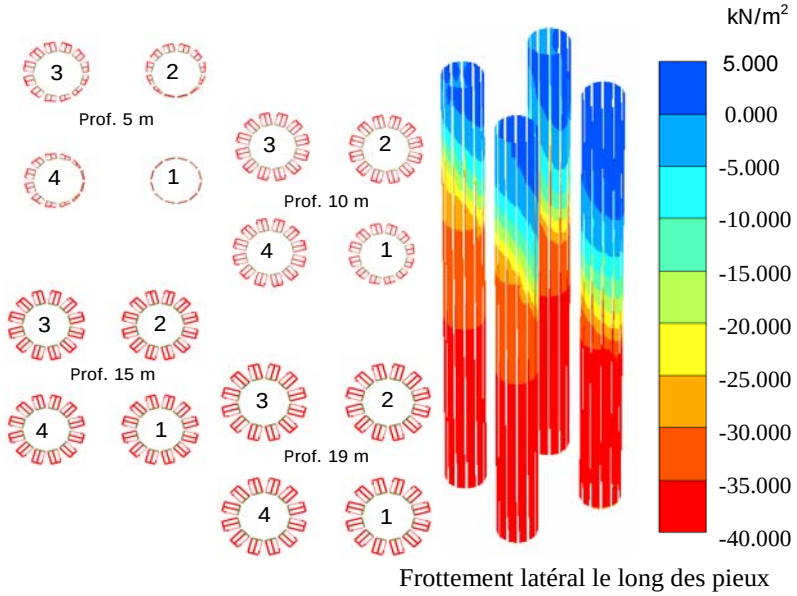


Figure 4. Mise en évidence de frottement latéral avec des différentes profondeurs

La figure 4 montre l'effet de la profondeur sur le frottement latéral des pieux à différentes profondeurs. Elle montre que les mobilisations du frottement le long des pieux 2 et 4 sont les mêmes. Le pieu 3 situé au coin du groupe, mobilise le frottement le plus fort, pratiquement égal à celui du pieu isolé.

On constate que le resserrement des pieux dans la fondation mixte a un effet défavorable et qu'il y a une distribution non uniforme des contraintes de frottement à un niveau donné autour du pieu à faible profondeur. Nous avons pu voir qu'avec une rigidité très grande du radier, les frottements mobilisés le long des pieux dans un groupe sont supérieurs à ceux des pieux dans la fondation mixte, surtout pour le pieu central (noté 1). De plus, on trouve que des frottements légèrement négatifs sont présents le long de tous les pieux dans les fondations mixtes, dans les 3 à 5 m supérieurs des pieux. Ceci représente l'influence du radier en contact avec le sol dans une fondation mixte. Sous le déplacement du radier, le sol entre les pieux et sous le radier tasse et de ce fait les déplacements relatifs sol-pieu donc les frottements latéraux sont nuls ou très faibles dans cette zone. Ce phénomène est encore plus sensible dans le cas des pieux dont l'installation provoque un resserrement du sol. A plus grande profondeur, le tassement du sol induit par le radier est plus faible et la mobilisation du frottement redevient normale.

3.1.3. Coefficient correcteur de la modification de la courbe « t-z » dans un groupe

On a cherché à établir des coefficients correcteurs pour permettre d'utiliser la courbe « t-z » d'un pieu isolé pour les pieux au sein du groupe. La figure 5 présente les deux coefficients correcteurs d'interface principaux : pour le déplacement et pour la contrainte. Néanmoins, le coefficient correcteur de contraintes est normalement négligeable pour un groupe de pieux forés (verticaux) sous une charge axiale (Estephan, 2003). On présente ici uniquement les résultats concernant le coefficient correcteur de déplacement.

Figure 5. Coefficient correcteur de : a) déplacement, b) contrainte (Estephan, 2003)

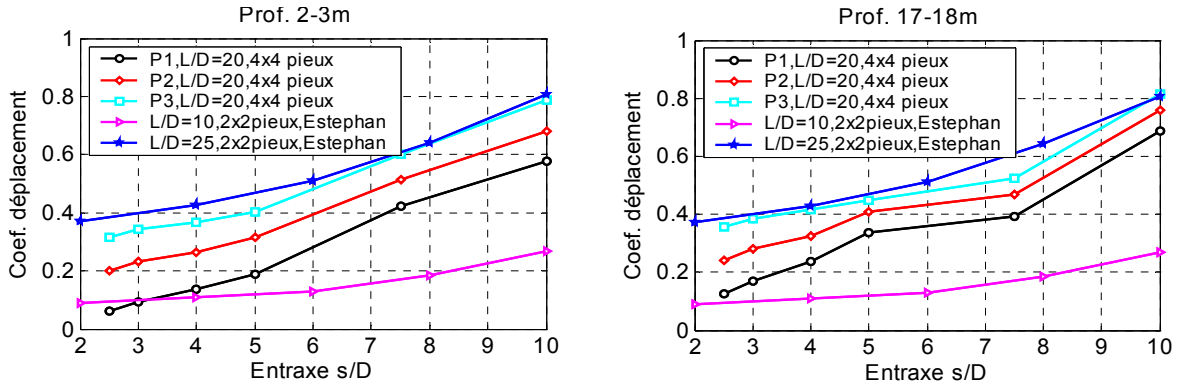


Figure 6. Coefficient correcteur de déplacement de courbe « t-z »

La figure 6 montre les coefficients correcteurs de déplacement obtenus pour les groupes de 4x4 pieux avec l'élancement de pieux L/D = 20, en fonction de l'entraxe, situé du pieu dans le groupe, à différentes profondeurs (de 2-3 m et 17-18 m). Ces résultats sont en bien accord avec le résultat proposé par Estephan (2003) pour un groupe de 2x2 pieux et un rapport d'élancement de 10 et 25. De plus, on trouve que nos résultats caractérisent bien les différences des pieux dans un groupe.

On note que l'effet de groupe est nettement présent sur le pieu central : avec un faible entraxe, le coefficient correcteur de tassement pour ce pieu est très faible et est normalement inférieur à celui pour le pieu du coin. On constate qu'avec l'entraxe inférieur à 5D, le coefficient de déplacement est très faible (moins de 0,5). Par contre, si l'entraxe est supérieur à 5D, ce coefficient augmente très vite. Avec un entraxe important (10D), on observe que ce coefficient a une valeur d'environ 0,8. On vérifie ainsi que le frottement latéral le long du pieu isolé est supérieur à celui d'un pieu en groupe, même pour un entraxe très important pour les conditions de mise en place que nous avons supposées.

3.2. Résistance en pointe

On a effectué les comparaisons des résistances en pointe entre le pieu isolé, les pieux dans un groupe et les pieux dans la fondation mixte. La résistance en pointe limite des pieux dans l'argile peut s'exprimer selon l'expression classique :

$$q_p = \sigma_v + N_c.c_u \text{ avec } N_c \text{ égal à } 9 \qquad (1)$$

A une vingtaine mètres de profondeur, la cohésion non-drainée est de l'ordre de 60 kPa, donc, si nous utilisons la relation (1) : q_p = 820 (kPa). Par contre, le calcul numérique donne une valeur de l'ordre de 700 kPa. Ce qui correspond à une valeur du coefficient N_c proche 7. Il semble que la valeur asymptote correspondant à N_c = 9 ne soit atteinte que pour des déplacements très importants. La figure 7 présente des mobilisations de résistance en pointe pour le pieu central et le pieu du coin avec l'élancement L/D = 20 et avec différents entraxes dans les groupes de 4x4 pieux. Celles-ci montrent également que l'augmentation de l'entraxe entraîne une tendance à l'augmentation de la résistance en pointe. Néanmoins, les différences des résistances en pointe dans ces cas ne sont pas très importantes.

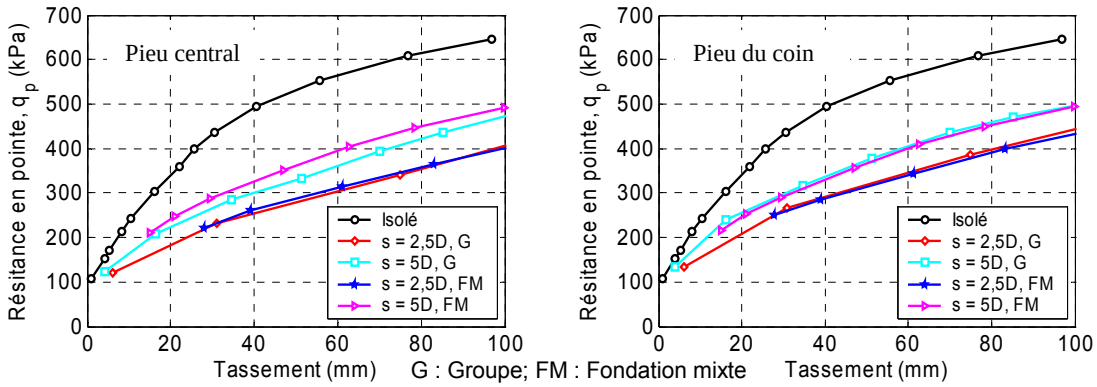


Figure 7. Comparaison des mobilisations de résistance en pointe entre des pieux

4. Coefficient d'efficacité d'un groupe et d'une fondation mixte

Le coefficient d'efficacité concernant la capacité du groupe (C_g) est défini comme le rapport entre la capacité portante ultime du groupe et celle du pieu isolé multipliée par le nombre total de pieux dans le groupe. En pratique et pour les argiles, ce coefficient est souvent pris égal à 1 pour un entraxe de 8 diamètres et à 0,7 pour un entraxe de 3 diamètres (Frank, 1999). La figure 8 (a) nous montre la comparaison entre les résultats de la modélisation Plaxis 3DF et ceux proposés par Comodromos (2005) dans les deux cas de groupes dans l'argile molle (c_u = 25 kPa). Si on utilise des pieux avec l'entraxe 4D ou 5D, l'efficacité de groupe est égale à 0,9, valeur plus forte que celle pour des entraxes moins importants (Nguyen et al., 2006).

De même, on a effectué le calcul du coefficient d'efficacité de la fondation mixte (C_{fm}) (celui ci est le rapport de la capacité portante ultime de la fondation mixte et de la capacité portante du pieu isolé multipliée par le nombre de pieux dans la fondation mixte). La figure 8(b) illustre la comparaison du coefficient d'efficacité des fondations mixtes de 16 pieux de différents entraxes 2,5D, 3D, 4D et 5D et de différent rapports d'élancement L/D = 20, 30 et 40 avec les observations proposées par Borel (2001). On trouve que les valeurs de C_{fm} sont toutes supérieures à 1 (compris entre 1 et 1,4), en accord avec Mandolini et Viggiani (1997), Poulos (2000), Randolph (2003), De Santic et Mandolini (2006). Si on choisit une valeur de l'entraxe de 4D, qui évite a priori l'effet de groupe dans un sol mou, on obtient une capacité portante pour la fondation mixte supérieure de 10 à 20% à celle du pieu isolé multipliée par le nombre de pieux. Cela signifie que, pour les sols mous, la fondation mixte est une des solutions très efficace par rapport au groupe de pieux.

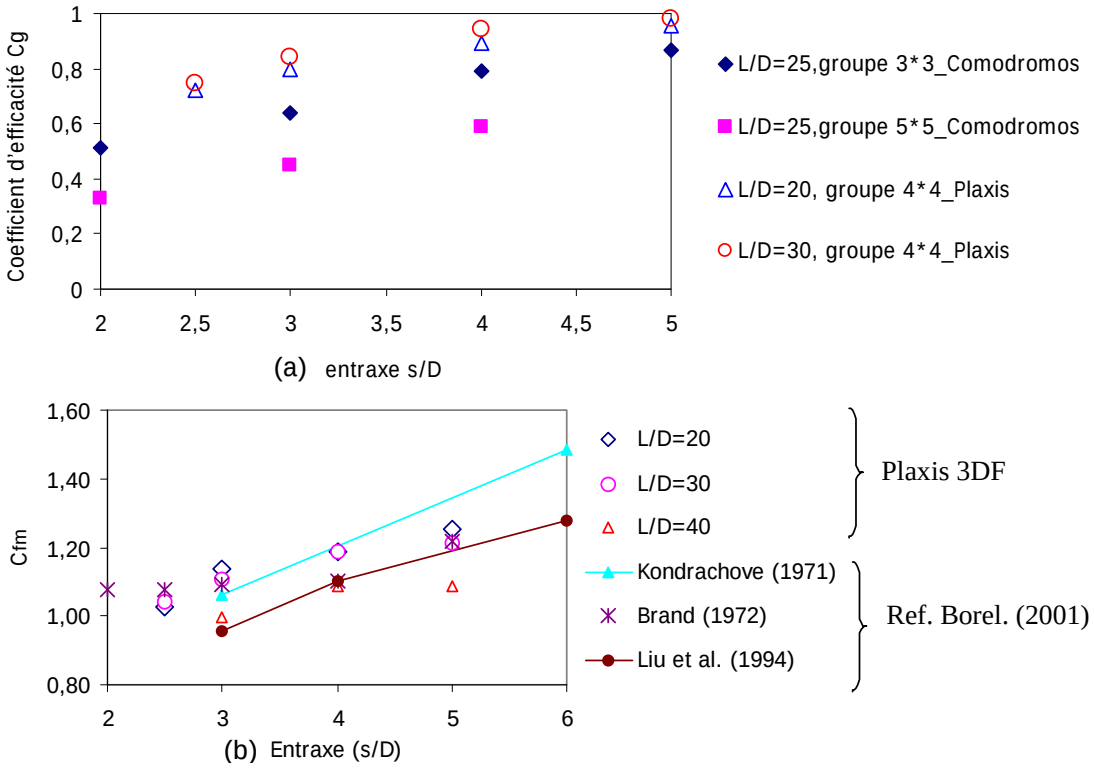


Figure 8. Coefficient d'efficacité des fondations mixtes

5. Evolution charge-tassement

La figure 9 illustre les comparaisons des réponses charge-tassement pour des groupes et des fondations mixtes avec différents entraxes (2,5D, 3D, 4D et 5D avec D étant le diamètre du pieu) en prenant une largeur de radier constante (B_s) égale à 16 m et avec l'élancement des pieux L/D = 20. On constate que les courbes charge-tassement de l'ensemble des fondations profondes (groupes ou mixte) présentent une partie linéaire jusqu'à un tassement de l'ordre 0,1D, et que l'augmentation de l'entraxe a pour effet de diminuer le tassement.

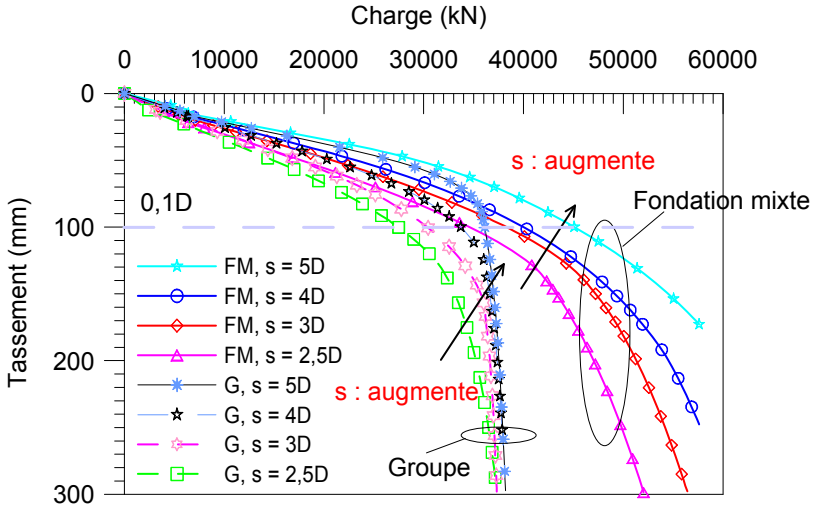


Figure 9 : Réponse charge-tassement pour des groupes et des fondations mixtes

6. Conclusion

On a présenté dans cet article des résultats de modélisation 3D du comportement des fondations mixtes et des groupes de plusieurs de pieux dans les argiles molles. Par l'analyse des différences entre le comportement d'un groupe et celui d'une fondation mixte, on a pu constater que l'efficacité d'une fondation mixte est supérieure à 1 (valeur dépendant de la surface du radier). Par contre, celle d'un groupe est inférieure à 1 (comprise entre 0,8 et 1). Le radier dans la fondation mixte joue un rôle important en faisant augmenter de 20 à 40% la capacité portante et en diminuant le tassement de 10 à 20%.

On a montré que les courbes de transfert de charge « t-z » de pieux au sein du groupe et de la fondation mixte mettent nettement en évidence l'effet du groupe ainsi que l'effet du radier. A partir ces courbes, on a proposé des facteurs correctifs permettant de passer de la courbe « t-z » d'un pieu isolé à celle d'un pieu au sein d'un groupe. On a montré également que l'entraxe des pieux est un facteur important pour la conception des fondations mixtes (ainsi que des groupes de pieux) et que le resserrement des pieux donne un effet défavorable. A l'inverse, l'augmentation de l'entraxe de pieux entraîne un accroissement de capacité portante, cette dernière semblant maximum pour l'entraxe le plus grand (au moins 4D, ce qui est plus fort que les valeurs admises couramment dans la pratique). La modélisation des fondations mixtes met en évidence la présence d'un frottement nul ou légèrement négatif dans la partie supérieure des pieux. Cette perte de frottement semble être compensée par la mobilisation de la charge sous le radier, ce qui donne au total des courbes charge-tassement des fondations mixtes toujours au-dessus de celles des groupes. On a mis également en évidence la mobilisation non-uniforme du frottement à un niveau donné autour de chacun des pieux dans un groupe.

7. Références bibliographiques

American Petroleum Institute (1991). Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms. 19th ed., Washington, D.C., pp. 47-55.

Borel S. (2001). Comportement et dimensionnement des fondations mixtes. Thèse de doctorat de l'ENPC, Spécialité Géotechnique, 297 pages.

Commodromos E. M. (2005). Response prediction for axially loaded pile groups in clays using 3D nonlinear analysis, 16 ICSMGE-Osaka, pp. 2091-2094.

De Sanctis L. & Mandolini A. (2006). Bearing capacity of piled supported rafts on soft clay soils. Journal Soil Mechanics and Geotechnics Engineering, vol. 132(12), pp 1090-0241.

Estephan R. (2003). Contribution aux méthodes de calcul des groupes et des réseaux de micropieux. Thèse de doctorat de l'ENPC, 292 pages.

Frank R. (1999) Calcul des fondations superficielles et profondes. Techniques de l'Ingénieur. Presse de l'ENPC.

Mandolini A. & Viggiani C. (1997) Settlement of piled foundations. Géotechnique, vol. 47(3), pp.791-816.

Nguyen N.T., Foray P., Flavigny E. (2006) Modélisation numérique en 3D de groupe de pieux et de fondation mixte radier–pieux dans l'argile molle. XXIVèmes AUGC-2006.

Poulos H.G. (2000). Practical design procedures for piled raft foundations. Design applications of raft foundations. Hemsley J.A. Editor, Thomas Telford, pp. 425-467.

Randolph M.F. (2003) Science and empiricism in pile foundation design. Géotechnique, vol. 53(10), pp.847-875.

FONDATIONS DES EOLIENNES METHODOLOGIE ET RETOUR D'EXPERIENCE

WINDTURBINES FOUNDATIONS : METHODOLOGY AND EXPERIENCE FEEDBACK

Thierry PIRRION[1] et Eric ANTOINET[2]
1 ANTEA, Lille, France
2 ANTEA, Orléans, France

RÉSUMÉ – L'article présente la méthodologie adoptée par ANTEA pour les études géotechniques (missions G1 – G2 – G4 au sens de la norme NF P 94 500) de dimensionnement des fondations des éoliennes. Les trois principales étapes d'acquisition des données, de calculs à l'aide d'un modèle numérique 3D et enfin l'importance des missions de suivi d'exécution sont décrites, permettant de valoriser le retour d'expérience acquis sur une vingtaine de parcs éoliens.

ABSTRACT – The methodology adopted by ANTEA for geotechnical studies in the design of wind turbines foundations (categories G1 – G2 – G3 according to standard NF P 94 500) is presented in the article. It describes the three main steps for data acquisition, calculations based on a numeric 3D model and finally the importance of works controls that have provided experience feedback from about 20 wind farms.

1. Introduction

La présente communication a pour objectif de valoriser un premier retour d'expérience d'ANTEA dans le domaine des fondations d'éoliennes, acquis sur plus d'une vingtaine de parcs éoliens répartis sur tout le territoire métropolitain.

Les ouvrages concernés sont généralement des aérogénérateurs d'une puissance supérieure à 1 MW, pouvant être fondés sur des radiers poids ou fondations profondes. La Norme NF- EN – 61400-1 de juin 2006 mentionne : « *Les propriétés du sol sur un site proposé doivent être évaluées par un ingénieur géotechnique qualifié sur le plan professionnel, en se référant aux normes et règlements de construction locaux* ».

Afin de répondre à cette recommandation, notre méthodologie comporte plusieurs phases successives, adaptées en fonction de la région et du contexte géotechnique.

L'ensemble des démarches mises en œuvre pour la réalisation des études géotechniques est présenté (missions géotechniques G1, G2 et G4 au sens de la norme NFP94500 de décembre 2006).

2. L'acquisition des données

2.1. Les étapes du processus d'acquisition des données

On peut distinguer principalement 2 processus dans le cadre de l'acquisition des données :

- la première concerne la synthèse des données bibliographiques disponibles,
- la seconde concerne les reconnaissances, qui comportent les investigations géophysiques, géotechniques – *in situ* et essais de laboratoire.

2.2. Etude bibliographique

Cette première étape, entrant dans le cadre d'une mission G1 au sens de la norme NFP94500 doit permettre d'orienter et d'optimiser les investigations géotechniques en précisant :

- le contexte géologique et géotechnique, en s'appuyant sur une recherche la plus complète possible,
- le contexte hydrogéologique – paramètre prépondérant dans le choix et le dimensionnement des fondations. Ce point doit faire l'objet d'une étude spécifique, confiée à un cabinet spécialisé en hydrogéologie si nécessaire. L'objectif sera d'apprécier au mieux les risques de remontée de nappe, sans négliger les phénomènes de saturation des terrains superficiels, en hivernage par exemple (saturation des Limons dans le Nord de la France …). Le cas échéant, la mise en place d'un réseau de piézomètres pourra être décidée, instrumentation qui devra être suivie sur plusieurs mois (période des hautes eaux et basses eaux).
- enfin, les risques naturels doivent faire l'objet d'un volet spécifique, permettant d'adapter une stratégie d'investigation optimisée. On signalera notamment les risques de mouvements de terrain, et cavités souterraines anthropiques (marnières, carrières souterraines…) ou naturelles (karstification…). En cas d'identification, ces éléments peuvent être de nature à remettre en cause la faisabilité géotechnique d'une éolienne.

A notre sens, ces études, conduites suffisamment en amont, permettent de fournir un outil décisionnel supplémentaire pour l'implantation des éoliennes, pour un investissement limité.

De plus, cette première étape permet d'optimiser le programme de reconnaissances géotechniques associé aux missions géotechniques G12 et G2, ces missions étant généralement déclenchées à l'obtention du permis de construire du parc éolien.

2.3. Investigations géotechniques

Concernant les reconnaissances détaillées, dans le cadre des missions G12, l'objectif est de définir et préciser les hypothèses géotechniques nécessaires au pré dimensionnement des fondations.

Le type de sondage sera évidemment adapté à la géologie du site et déterminé en fonction du mode de fondation visé. Pour les aérogénérateurs ciblés, ces massifs peuvent être des radiers poids (14 à 20 m de diamètre environ), ou des fondations profondes selon les données des constructeurs.

Il est impératif de réaliser des investigations au droit de chaque massif de fondation. En effet les machines sont distantes de plusieurs centaines de mètres pour un même parc. Le nombre de sondages doit être déterminé en fonction de l'homogénéité géotechnique attendue et doivent permettre la caractérisation géomécanique et l'identification des formations rencontrées. Enfin, il est parfois pertinent de coupler ces sondages ponctuels à la réalisation de campagnes de géophysique.

Aussi détaillée que soit l'étude bibliographique, et « l'expérience » du géotechnicien, il convient de conserver une certaine souplesse et réactivité permettant d'adapter et compléter les premières investigations. Dans le cas contraire, cela conduira immanquablement au surdimensionnement des ouvrages ou à des adaptations constructives importantes au démarrage des travaux, voire à des sinistres…

Concernant les moyens de reconnaissance, ANTEA utilise notamment les techniques suivantes :

- fouilles à la pelle jusqu'à environ 4 m de profondeur, qui permettent d'établir un coupe lithologique des formations superficielles et le prélèvement d'échantillons remaniés, d'apprécier les traces d'hydromorphie et les conditions de terrassements,
- les sondages pressiométriques, qui permettent d'apprécier la portance et la déformabilité des terrains,
- les essais au pénétromètre statique lourd, qui présentent l'intérêt de réaliser des profils quasi continus permettant d'apprécier la résistance mécanique des terrains,
- les forages destructifs avec enregistrement de paramètres,
- enfin les sondages carottés, associés avec des essais de laboratoire sur échantillons intacts,
- la pose d'un piézomètre pour évaluer le niveau de la nappe et suivre ses fluctuations au cours du temps (généralement 6 à 9 mois).

Pour l'évaluation des paramètres dynamiques, notre approche se base sur une corrélation sur la base des essais pressiométriques. En cas d'estimation de valeurs limites par rapport aux exigences du constructeur de l'aérogénérateur, la réalisation d'essai spécifique de type cross hole doit être envisagée.

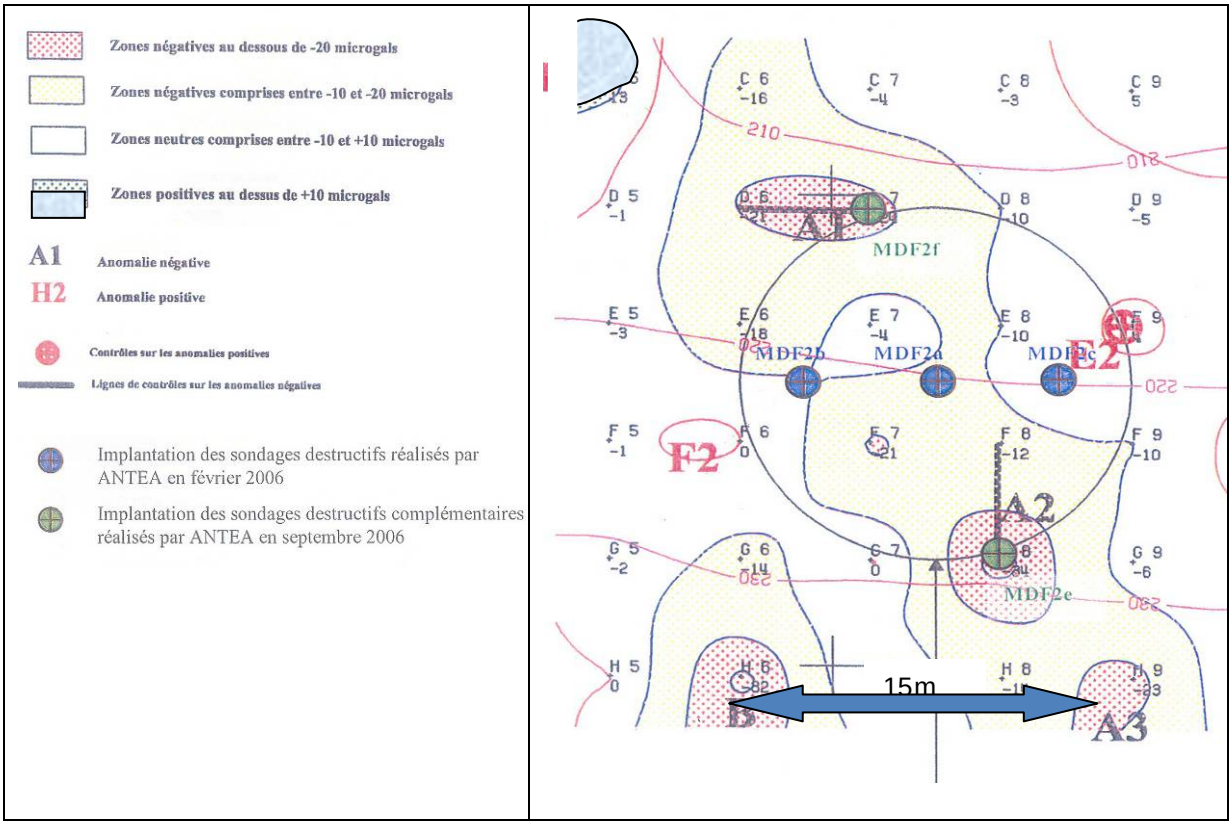


Figure 1 : Exemple de synthèse des reconnaissances au droit d'un massif d'éolien – campagne de prospection micro gravimétrique – sondages destructifs et sondages pressiométriques

Bien évidemment cette liste des moyens de reconnaissances disponibles n'est pas exhaustive.

3. Calculs des fondations

3.1. Mode de sollicitation des fondations

Les éoliennes constituent des ouvrages uniques en termes de sollicitations mécaniques des fondations : le vent conduit au développement d'un effort de réaction horizontal de l'ordre de 250 à 800 kN (suivant le modèle de l'aérogénérateur), à une hauteur au-dessus du sol comprise entre 50 et 100 m. Ce bras de levier induit un moment de renversement très important à la base du mât, compris entre 15 MN.m et 70 MN.m.

3.2. Demande des constructeurs et des ingénieurs génie-civil

Les fabricants d'éoliennes et les ingénieurs en charge du génie-civil demandent que soient évalués par le géotechnicien :

- la portance du sol aux ELU et ELS,
- l'admissibilité des tassements différentiels,
- le coefficient de réaction du sol, kv,
- la raideur dynamique en rotation, notée $k_{\varphi,dyn}$.

Pour chacun des ces paramètres, des valeurs minimales (portance, $k_{\varphi,dyn}$) ou maximales (tassements différentiels) sont requises par le fabriquant de l'aérogénérateur.

3.3. Approche proposée par ANTEA

L'approche décrite dans le présent article est appliquée dans le cadre des missions G1 et G2 au sens de la norme NF P 94 500 de décembre 2006.

La portance du sol est évaluée à partir des règles du CCTG – Fascicule 62 – Titre V. Compte tenu du mode de sollicitation, l'évaluation des tassements différentiels s'avère délicate par des modèles analytiques. Un modèle numérique 3D, réalisé avec le logiciel FLAC^{3D}, est donc utilisé. Ce modèle simule une fondation circulaire, octogonale ou carrée, sur un sol multicouche modélisé par une loi de comportement élasto-plastique, de type Mohr-Coulomb. La fondation est encastrée dans le sol. Des éléments d'interface sont positionnés autour de la fondation, afin de permettre, le cas échéant, le décollement de la fondation lors du son renversement.

Le module d'élasticité à long terme, qui est le paramètre le plus important pour estimer les tassements, est évalué à partir du module pressiométrique E_M, du coefficient de Poisson ν, et du paramètre de Ménard α par la relation :

$$E = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \frac{E_M}{\alpha} \qquad (1)$$

ENERCON, un des principaux fabricants d'éoliennes, demande de calculer les tassements sous le cas de charge DLC1 – vent maximum pour une éolienne en production électrique - avec le module à long terme (cf. formule ci-dessus) et les tassements sous un vent cinquantennal (cas de charge DLC6) avec un module d'élasticité doublé (2 E), s'inspirant ainsi des recommandations du CCTG – Fascicule 62 – Titre V pour l'évaluation du coefficient de réaction.

Des exemples de résultat obtenu avec le modèle FLAC^{3D} sont présentés ci-après. Le calcul est réalisé pour une éolienne ENERCON E70 avec une fondation circulaire de 16,7 m de diamètre et 2,6 m de hauteur. Les torseurs des efforts à la base du mât, sous les cas de charge DLC1 et DLC6.2 sont les suivants :

DLC1 F_{Horiz} = 495 kN F_{Vert} = -2540 kN M_{Renv} = 32870 kN.m M_{Tors} = 0
DLC6.2 F_{Horiz} = 775 kN F_{Vert} = -2510 kN M_{Renv} = 61350 kN.m M_{Tors} = 3030 kN.m

Le modèle de calcul comporte une première couche de sol, jusqu'à 20 m de profondeur, dont le module d'élasticité à long terme est égal à 40 MPa (E_M = 18 MPa, α = 1/3, ν = 0,3), un angle de frottement de 30° et une cohésion nulle. Elle recouvre une couche de 10 m d'épaisseur de module d'élasticité 100 MPa.

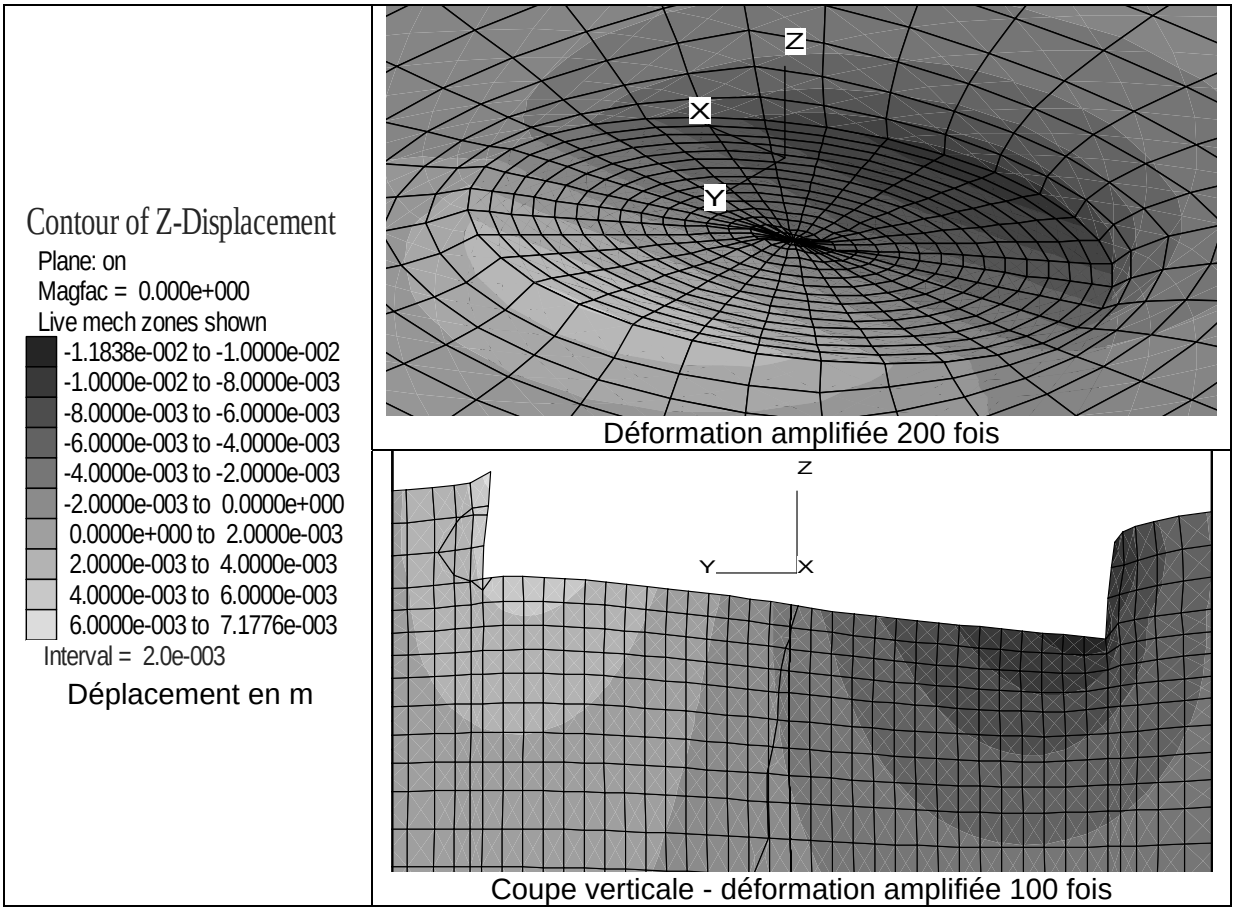


Figure 2 : Représentation des tassements (unité métrique) sous le cas de charge DLC6.2

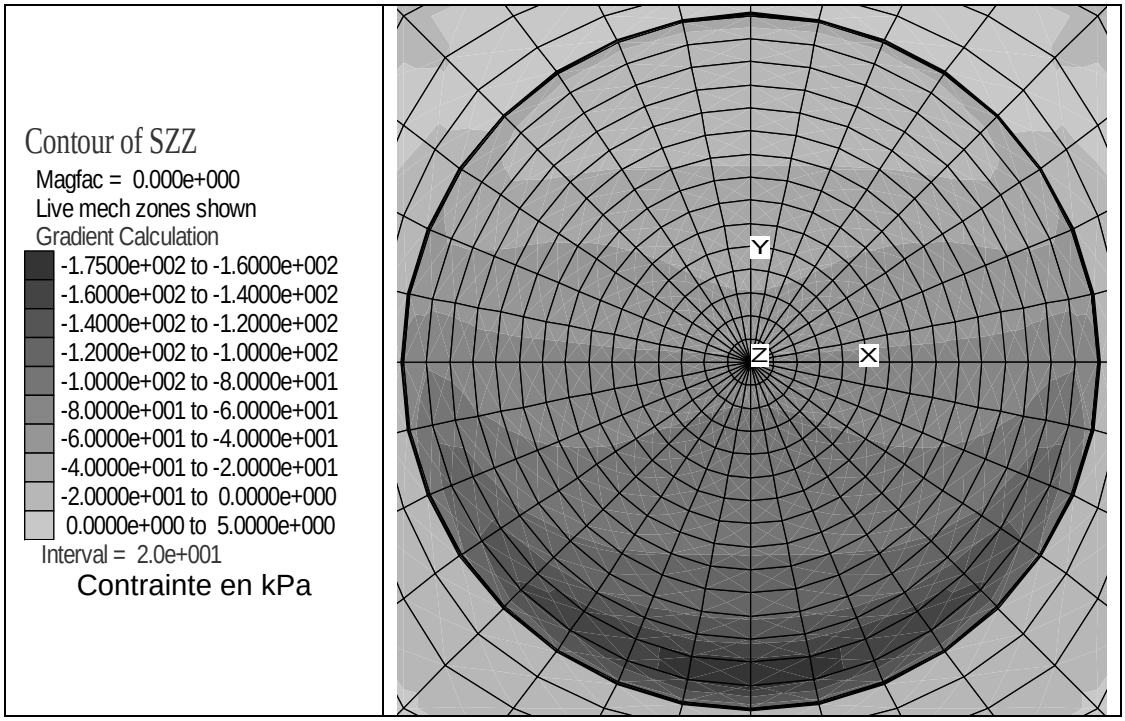


Figure 3 : Vue des contraintes à la sous face de la fondation

La figure 2 montre le basculement de la fondation, avec un léger soulèvement du côté au vent, et la répartition des tassements dans le sol. La figure 3 montre la contrainte verticale dans le sol à la sous face de la fondation : la contrainte de compression maximale est de l'ordre de 175 kPa. Une petite partie de la fondation présente une contrainte nulle ce qui caractérise le décollement de la fondation, ce qui est parfaitement admissible sous un vent cinquantennal (DLC6). Les résultats des calculs pour différents cas de charge sont donnés dans le tableau 1. Le coefficient de réaction est défini comme le rapport de la contrainte maximale σ_{Max} sur le tassement maximum W_{max}.

Tableau I : Résultats des calculs (tassements, contraintes)

	W_{min} (mm)	W_{max} (mm)	ΔW (mm/m)	σ_{Max} kPa	k_v (MPa/m)
DLC 1 avec E_{LT}	+3,5	-8,5	0,7	127	15
DLC6.2 avec E_{LT}	+10	-15	1,6	177	12
DLC6.2 avec 2 E_{LT}	+7	-12	1,1	176	15

Le calcul du module de réaction peut également être mené sur la base des formules pressiométriques décrites dans l'annexe F.3 du CCTG – Fascicule 62 – Titre V. Pour un sol homogène, Le module de réaction du sol est déterminé à partir de la formule suivante (sol supposé homogène) :

$$\frac{1}{k_v} = \frac{\alpha B}{9 E_M} \lambda_c + \frac{2B_0}{9 E_M} \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^{\alpha} \qquad (2)$$

avec B : largeur de la fondation, B_0 : largeur de référence, égale à 0,6 m

$\lambda_c = \lambda_d = 1$ pour une fondation circulaire

Pour une fondation circulaire de 16,7 m de diamètre, k_v est estimé à 18 MPa/m en retenant B = 16,7 m. Le module de réaction instantané (sollicitation à court terme de type vent cinquantennal), k_i est estimé à 36 MPa/m. Cette formulation, pour laquelle il est difficile d'évaluer le paramètre B à prendre en compte du fait du mode de chargement du sol induit par le basculement de la fondation, conduit à des modules de réaction assez éloignés de ceux déduits du modèle numérique FLAC^{3D}. Conformément aux recommandations CCTG – Fascicule 62 – Titre V, il conviendra d'éviter d'utiliser k_v ainsi estimé pour évaluer le tassement de la fondation.

Le modèle numérique 3D permet donc une meilleure estimation des tassements différentiels et des contraintes dans le sol. Il permet également de prendre en compte la variabilité des terrains (pendage des couches) ou la présence de zones plus faibles, par exemple un remplissage karstique. Ce modèle numérique a été adapté au cas des fondations sur pieux ou sur des sols améliorés par des inclusions rigides.

4. Suivi d'exécution

Les prestations de suivi d'exécution sont quasi systématiquement confiées par les Maîtres d'ouvrage dans le domaine de l'éolien. Rappelons ici qu'elles sont indispensables pour la gestion des aléas géologiques résiduels, comme le précise le texte de la norme NF P 94 500 de décembre 2006 :
« *Une gestion optimale des risques géologiques nécessite l'intervention de l'ingénierie géotechnique à tous les stades de conception, réalisation et maintenance* ».

Dans le cadre des missions confiées par le Maître d'ouvrage, la mission de supervision géotechnique d'exécution (G4) a pour objectifs :

- d'une part, par son VISA, de valider l'étude géotechnique d'exécution, confiée à l'entrepreneur,
- d'autre part, par une intervention périodique et discontinue sur le chantier, de s'assurer que le suivi géotechnique d'exécution, confié généralement à l'entrepreneur, permet de valider en temps réel le modèle géologique et les hypothèses géotechniques retenues.

Le cas échéant, cette supervision permet de valider les adaptations ou optimisations des ouvrages géotechniques proposés par l'entrepreneur.

Une bonne réactivité des différents intervenants est nécessaire pour une gestion de chantier optimale (points d'arrêt définis et devant être levés par un géotechnicien…) et peut conduire à des adaptations en temps réel du projet.

5. Conclusions

La méthodologie d'ANTEA, adaptée par l'expérience acquise, souligne l'importance des études bibliographiques préliminaires, portant sur les données hydrogéologiques, géotechniques et sur les risques naturels. De cette première étape, découle une optimisation qualitative et quantitative des programmes d'investigations géotechniques. Réalisées suffisamment en amont, ces études doivent fournir des éléments décisionnels complémentaires pour l'implantation des massifs de fondation et dans l'estimation financière prévisionnelle du projet.

Concernant les investigations géotechniques réalisées dans le cadre des missions G1 et G2 au sens de la norme NF P 94 500, elles doivent évidemment être adaptées aux formations géologiques attendues et aux massifs de fondations types générale-

ment prédéfinis par les constructeurs d'éoliennes. Il est important de garder la possibilité d'une adaptation du programme d'investigation en cours de réalisation en temps réel, ce qui implique une bonne communication et réactivité entre les différents intervenants (bureau d'études géotechniques – Maître d'œuvre – Maître d'ouvrage).

D'un point de vue du pré dimensionnement des fondations, l'approche développée par ANTEA est basée sur l'application d'un code de calcul aux différences finies (logiciel FLAC 3D). Cette application numérique en 3D permet une approche plus fine et représentative des contraintes et déformations développées par les charges importantes appliquées sur le massif de fondation.

Enfin, les prestations du géotechnicien doivent impérativement être complètes et nécessitent son implication lors des travaux, notamment pour la validation des notes d'exécution et la réception des fonds de fouille, ceci dans le cadre de l'étape 3 au sens de la norme NFP 94500 de décembre 2006.

6. Références bibliographiques

Combarieu O. (2006), L'usage des modules de déformation en géotechnique, Revue Française de Géotechnique, n° 114, 1er trimestre 2006

CCTG – Fascicule 62 – Titre V, règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil,

Norme NF – EN – 61400-1, juin 2006, Eoliennes, partie 1 : Exigences de conception

Norme NF P 94-500 – décembre 2006 – Missions d'ingénierie géotechniques : Classification et spécification.

PAROI DE SOUTENEMENT EN PIEUX SECANTS – CALCULS ET MESURES

SECANT PILES RETAINING WALL – CALCULATION AND MEASUREMENTS

Horaţiu POPA[1], Loretta BATALI[1]
1 Département de Géotechnique et Fondations, Université Technique des Constructions de Bucarest, Roumanie

RÉSUMÉ – Les excavations profondes en milieu urbain peuvent mettre en péril l'intégrité des constructions avoisinantes et la réalisation des parois de soutènement constitue une solution classique. L'article présente le cas d'une telle paroi située au centre de la ville de Bucarest. Un suivi très attentif des travaux s'était imposé étant donné l'état des constructions avoisinantes. Les mesures ont indiqué l'efficacité de la paroi, mais également des différences entre les valeurs mesurées et celles calculées dues principalement aux difficultés de modélisation.

ABSTRACT – Deep excavations in urban areas can endanger the integrity of neighbouring buildings and retaining walls are the classical solution to this problem. The paper presents the case of such retaining wall located in the centre of Bucharest. A monitoring of the wall was imposed by the poor condition of the neighbouring buildings. The measures indicate a good efficiency of the retaining wall, but also differences between measured and calculated values, mainly due to some modelling difficulties.

1. Introduction

La réalisation des nouvelles constructions en milieu urbain suppose souvent l'exécution d'excavations profondes à proximité des bâtiments existants. Pour assurer l'intégrité de ceux-ci et la stabilité de leur terrain de fondation il est nécessaire de réaliser une paroi de soutènement.

Quand l'excavation profonde et les parois de soutènement doivent être exécutées à la limite des constructions avoisinantes la solution en pieux forés avec fourreau récupérable est préférée, afin que le terrain de fondation soit perturbé au minimum.

Pour une excavation profonde qui descend au dessous du niveau de la nappe, l'étanchéité de la paroi de soutènement est obtenue par l'exécution de pieux sécants.

L'article présente le cas d'une telle paroi de soutènement exécutée dans un site situé au centre de la ville de Bucarest. L'excavation profonde d'environ 6 m est entourée sur trois cotés par des constructions existantes situées à la limite de celle-ci et sur le quatrième coté se trouve une rue passagère. Certaines constructions avoisinantes se trouvant dans un état de dégradation assez avancé (bâtiments anciens, avec des fondations en maçonnerie), un suivi très attentif de ces constructions et du comportement de la paroi de soutènement s'était imposé.

Ainsi, les déplacements horizontaux de la paroi ont été contrôlés par des mesures inclinométriques et sur les bâtiments avoisinants ont été montés des repères pour la vérification des déplacements et de l'état de fissures déjà existantes.

2. Présentation de l'ouvrage et de l'emplacement

L'ouvrage de soutènement est situé dans le centre ville de Bucarest dans une zone très urbanisée. L'excavation profonde d'environ 6.0 m est nécessaire pour la construction du sous-sol d'un nouveau bâtiment. Pour gagner des places en sous-sol, celui-ci est réalisé sur toute la surface de l'emplacement disponible. Dû à cette spécificité, l'excavation se trouve quasiment tangente aux constructions avoisinantes sur trois cotés et à proximité de la rue sur le quatrième.

Le régime d'hauteur des constructions avoisinantes est différent, R+1, R+2 et R+5 avec sous-sol respectivement. Dans la figure 1 sont présentées les photos de 2 des bâtiments avoisinants.

Figure 1. Photos des bâtiments avoisinants

Les constructions R+1 et R+2 sont très anciennes, avec des fondations en maçonnerie, se trouvant dans un état de dégradation assez avancé. Ainsi, ces bâtiments présentaient beaucoup de fissures dans les parois dues à des tassements différentiels au long des constructions.

Dans de telles conditions il a été nécessaire d'adopter une solution de soutènement qui influence le moins possible le terrain de fondations des structures avoisinantes.

Finalement une paroi de soutènement réalisée en pieux forés a été choisie. Pour des raisons de résistance, le diamètre des pieux est de 60 cm. Etant donné que l'excavation descend au-dessous de la nappe d'environ 2-3 m, les pieux sont sécants en alternant des pieux en béton armé (de résistance) avec ceux en béton simple (d'étanchéité). A partir des conditions de stabilité et d'étanchéité à la base, la longueur des pieux est établie à 11.50 m.

A la demande du Client, afin d'accélérer les travaux d'exécution de la paroi de soutènement, une solution mixte a été finalement acceptée: parois en pieux sécants seulement sur les cotés en contact direct avec les constructions existantes et parois moulées pour le reste (du coté rue et dans les zones sans constructions à proximité).

Pour éviter des déplacements horizontaux de la paroi de soutènement qui auraient pu mettre en péril l'intégrité des constructions anciennes avoisinantes, la paroi est simplement butonnée au niveau de la poutre de solidarisation (cote -0.50 m).

3. Données géotechniques

Les paramètres géotechniques du terrain sont spécifiques pour la ville de Bucarest, caractérisée par la présence des couches alluvionnaires. Les essais à la boîte de cisaillement et essais triaxiaux à chemins de contraintes imposés ont permis la détermination des paramètres de la résistance au cisaillement (ϕ', c'), du module d'élasticité (E) et du coefficient de pression des terres au repos (K_0) pour les couches argileuses ; pour les sables ces paramètres ont été établis sur la base d'essais de pénétration standard (SPT).

L'alternance des couches (pratiquement uniforme dans les 3 forages exécutés sur le site) et les valeurs de calcul des paramètres géotechniques sont les suivants (la cote 0.00 m représente le niveau du terrain naturel) :

Tableau 1. Valeurs de calcul pour les paramètres géotechniques

Couche	niveau (m)	γ (kN/m^3)	E (MPa)	K_o	ϕ` (^{o})	c` (kPa)
Remblai	0.0÷2.3	16	-	-	-	-
Limon	2.3÷4.2	20	25	0.68	20	40
Sable fin	4.2÷6.0	20.5	40	0.6	25	0
Sable grossier avec gravier	6.0÷10.6	20.5	50	0.5	32	0
Argile	10.6÷12.6	20	50	0.7	17	25

Le niveau de la nappe phréatique se trouve à –4.00 m et, conformément aux observations faites dans la zone, il peut varier de $\pm$ 1.00 m.

4. La paroi de soutènement et le suivi entrepris

La solution mixte pieux forés (dans les zones limitrophes aux constructions avoisinantes) et paroi moulée a été réalisé sur place.

Dans la figure 2 sont présentées des photos de la paroi pendant les travaux d'excavation et d'exécution du sous-sol du bâtiment.

Le rabattement de la nappe a été réalisé par l'intermédiaire de 4 puits. Etant donnée la pénétration de la paroi dans la couche d'argile peu perméable se trouvant en base, la nappe a été rabattue seulement à l'intérieur de l'enceinte. Ainsi, le terrain de fondation des constructions avoisinantes n'a pas été influencé par ce rabattement.

L'état de dégradation de certaines constructions existantes sur place a imposé un suivi très attentif pendant les travaux d'exécution des parois de soutènement, d'excavation et de l'infrastructure du nouveau bâtiment.

Ainsi, toutes les fissures existantes dans les parois des bâtiments avoisinants ont été instrumentées avec des repères en verre. Egalement, des repères de tassement ont été montés sur les parois de ces constructions.

La paroi de soutènement a été prévue avec 4 tubes inclinométriques (sur chaque coté de l'enceinte) pour la mesure des déplacements horizontaux. Des repères de tassement ont été fixés tout au long de la poutre de solidarisation de la paroi.

Le niveau de la nappe a été suivi par l'intermédiaire d'un piézomètre pendant tous les travaux de l'infrastructure.

Figure 2. Photos de la paroi de soutènement

5. Calcul de la paroi de soutènement

Les calculs de la paroi ont été réalisés par la méthode des éléments finis (critère de Mohr – Coulomb pour le terrain et élasticité linéaire pour la paroi). Les étapes de calcul suivent les phases technologiques d'exécution de l'excavation et de l'infrastructure du bâtiment.

Ainsi, les étapes de calculs sont :

- *étape 1* : exécution de la paroi et le montage des butons au niveau de la poutre de solidarisation ;
- *étape 2* : excavation sur toute la profondeur (environ 6.0 m) ;
- *étape 3* : exécution du radier du bâtiment ;
- étape 4 : exécution du sous-sol 2 et du plancher sur celui-ci ; démontage des butons.

Les évolutions des moments fléchissants et des efforts tranchants dans les pieux de la paroi en fonction des étapes d'exécution sont présentées dans la figure 3.

Les graphiques montrent que l'étape 2 est la plus difficile du point de vue des sollicitations dans la paroi de soutènement. Dans cette phase, les valeurs du moment sont maximales, environ 300 kNm / pieu.

Le diagramme d'effort tranchant montre également les valeurs de réactions qui se développent au droit des points d'appui de la paroi (butons – étape 2 ; respectivement radier et plancher – étapes 3 et 4). Ainsi, la réaction maximum dans les butons est d'environ 185 kN/m tandis que dans les pieux se développe un effort tranchant maximum de 210 kN. Les étapes 3 et 4 représentent des reprises de modélisation des travaux d'excavation, en considérant des appuis au niveau du radier, respectivement du plancher.

En ce qui concerne les déplacements horizontaux de la paroi, l'évolution de ceux-ci est présentée dans la figure 4. La valeur maximum du déplacement estimée par calcul est d'environ 11 mm. Au niveau du butonage le déplacement obtenu est de

3 mm. Ce déplacement est directement lié à la rigidité considérée pour le buton (tube métallique avec un diamètre de 600 mm et une épaisseur de la paroi de 8 mm).

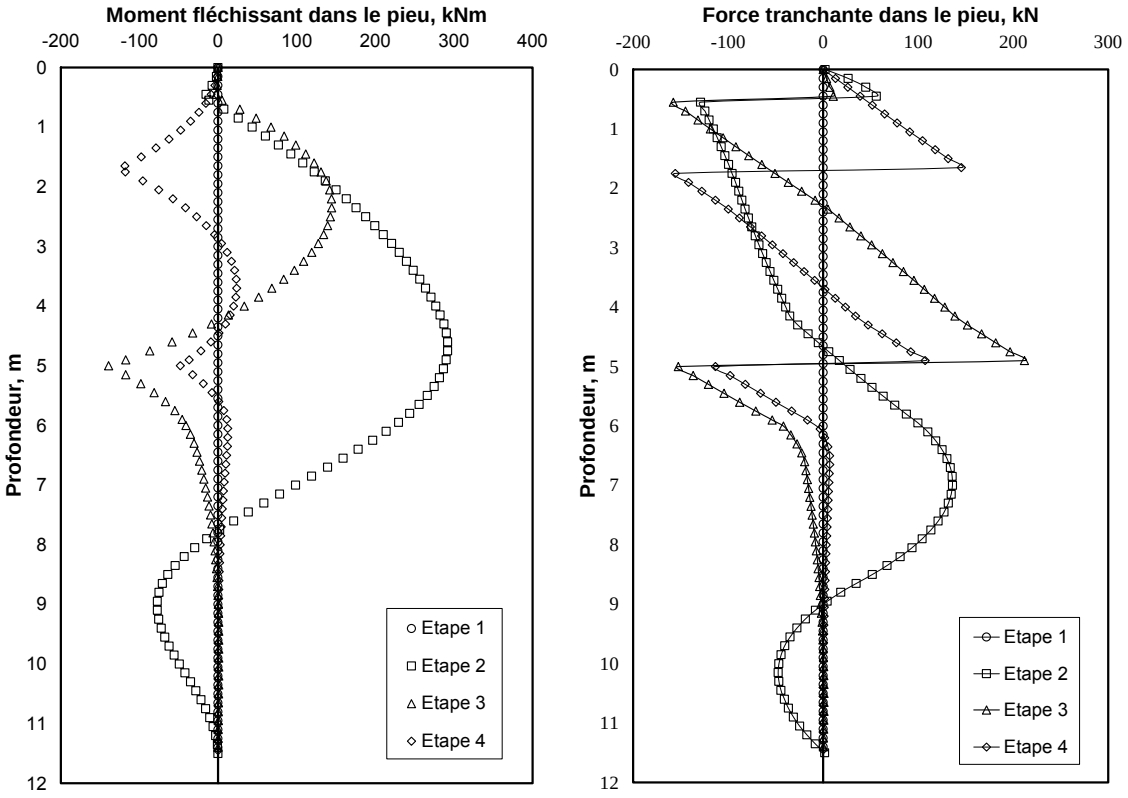


Figure 3. Les moments fléchissants et les efforts tranchants dans les pieux en fonction des étapes de calcul

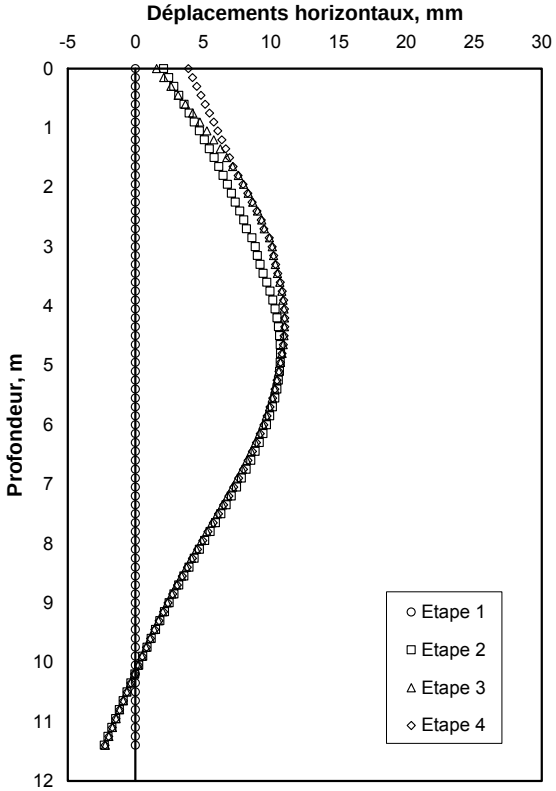


Figure 4. Les déplacements horizontaux de la paroi en fonction des étapes de calcul

Les résultats du calcul présentés dans les figures 3 et 4 sont ceux obtenus pour la paroi du coté bâtiment R+2.

6. Mesures et comparaisons

Conformément aux normes en vigueur, le suivi du comportement de la paroi de soutènement et de l'état des constructions avoisinantes est obligatoire pendant tous les travaux, pour toutes les excavations profondes réalisées en milieu urbain.

En plus, dans ce cas, l'état de dégradation de certains bâtiments existants ont imposé des mesures et observations strictes.

Au moment de la rédaction de ce papier les travaux de l'infrastructure (sous-sol) du nouveau bâtiment sont finalisés et ceux pour la structure ont commencé (2 Sous-sols + 9 étages).

Les tassements des constructions avoisinantes jusqu'à ce moment sont inférieurs à 5 mm, ce qui ne pose aucun problème du point de vue de l'intégrité de leurs structures. Les mesures ont été effectuées par des méthodes topographiques en utilisant des appareils avec une erreur de maximum 1 mm.

Les repères en verre fixés pour évaluer les évolutions de fissures existantes dans les parois des constructions anciennes sont intacts, ce qui montre que ces fissures sont restées dans le même état que celui initial.

En ce qui concerne les déplacements horizontaux de la paroi, dans la figure 5 sont indiquées les mesures réalisées dans le tube inclinométrique qui est situé dans la paroi du coté bâtiment R+2.

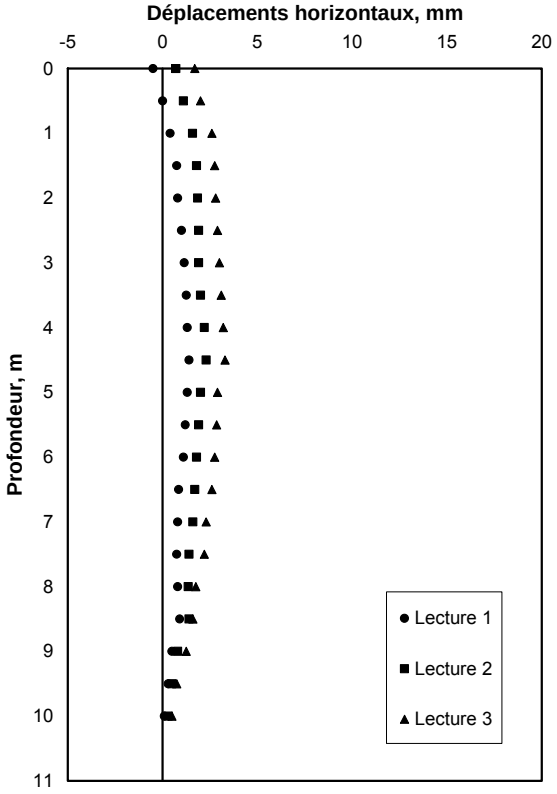


Figure 5. Déplacements horizontaux de la paroi de soutènement – mesures inclinométriques

Les trois lectures présentées sur le graphique représentent les mesures effectuées pendant les travaux d'excavation, jusqu'à la cote finale. Ainsi, la lecture no. 1 est réalisée au début des travaux d'excavation, la lecture no. 2 nous donne la mesure intermédiaire, alors que la troisième lecture représente les valeurs du déplacement à la fin des travaux des excavations.

On peut remarquer, en faisant la comparaison avec les déplacements estimés par calcul, que les mesures indiquent des valeurs beaucoup plus faibles, la valeur maximum du déplacement horizontal étant égal à environ 35% de la valeur estimée.

Cette différence peut être expliquée par plusieurs raisons :

- Les erreurs possibles en ce qui concerne la stratification et les paramètres du terrain. Les prospections géotechniques ont été réalisées seulement à l'intérieur du contour de la paroi de soutènement étant donné que à l'extérieur existent des propriétés privées construites. En plus, sur le site se trouvaient les restes d'un bâtiment démoli ce qui a certainement influencé les investigations du terrain sur les premiers mètres.
- La difficulté de modéliser les constructions avoisinantes et leur influence. Les plans d'architecture de ces bâtiments n'ont pas été connus, donc les charges introduites et la modalité d'application (le type de fondation) ont été estimées.
- Les erreurs de mesure données d'une part par la précision de l'appareil et d'autre part par les difficultés liées à l'instrumentation et à l'accès sur le chantier pour effectuer ces mesures.

7. Conclusions

Le papier présente le cas d'une paroi de soutènement réalisée pour une excavation profonde d'environ 6 m. La présence de divers bâtiments à proximité de cette excavation a imposé des mesures strictes de suivi pendant les travaux.

Pour affecter le moins possible le terrain de fondation, la solution paroi en pieux forés sous protection d'un tube métallique récupérable a été choisie pour toutes les zones limitrophes aux constructions avoisinantes. Pour le reste de la paroi, la solution paroi moulée a été acceptée.

En vue de limiter les déplacements horizontaux de la paroi, celle-ci a été simplement butonnée au niveau de la poutre de solidarisation.

Les mesures de déplacements (tassements des constructions avoisinantes, déplacements de la paroi de soutènement) et le suivi de l'intégrité des bâtiments (évolution des fissures existantes dans les parois) ont montré l'efficacité de l'ouvrage de soutènement.

Par contre, les déplacements mesurés sont beaucoup plus faibles que les valeurs estimées par calcul. Cela est dû aux difficultés de modélisation des interactions complexes « structures existantes – terrain – ouvrage de soutènement » qui se développent. Les simplifications adoptées dans les calculs conduisent aux erreurs sur les résultats. Il faut aussi mentionner les limitations du critère de Mohr Coulomb.

Également, d'une autre part, il ne faut pas oublier les erreurs de mesure sur des ouvrages réels.

8. Remerciements

Les auteurs expriment leur gratitude aux collègues de l'UTCB qui ont mis à leur disposition les mesures effectuées sur le chantier.

0. Références bibliographiques

Marcu, A., Popa, H., Marcu, D., Coman, M., Vasilescu, A., Manole, D. (2007), Impact deep excavations on neighboring buildings, National Conference AICPS, 1 June 2007 (in Romanian).

Marcu A. & Popa H. (2004), Calculations and measurements of deformations and displacements of a retaining wall for a deep excavation and of the neighboring structures. 10th National Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 16-18 September 2004, Bucharest, Romania, pp. 311-322 (in Romanian).

Popa H. (2002) Contributions to the study of the soil - structure interaction in case of underground structures, PhD thesis, Technical University of Civil Engineering Bucharest, 311 p.

Popa H., Thorel L., Batali L. (2007) Retaining walls in urban areas. Numerical modelling, characteristic interaction parameters. Proc. of 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 24-27 September, Madrid, Spain, p. 629-634.

MODELISATION PHYSIQUE DE PIEUX HELICOÏDAUX DANS DU SABLE

PHYSICAL MODELLING OF HELICAL PILE ANCHORS IN SAND

Cristina H.C. TSUHA[1], Nelson AOKI[1], Gérard RAULT[2], Luc THOREL[2], Jacques GARNIER[2]
1 Department of Geotechnics, São Carlos School of Engineering, University of São Paulo, Brésil, crishc@terra.com.br, nelson.aoki@uol.com.br
2 Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Nantes, Gerard.Rault@lcpc.fr, Luc.Thorel@lcpc.fr, Jacques.Garnier@lcpc.fr

RÉSUMÉ – Une relation théorique entre la charge d'arrachement et le couple nécessaire à la mise en place de pieux hélicoïdaux dans un massif de sable est vérifiée expérimentalement en centrifugeuse. Des pieux modèles avec plusieurs configurations d'hélices (nombre et diamètre) ont été installés puis arrachés dans des massifs de sable reconstitués.

ABSTRACT – A theoretical relationship between the uplift capacity and the installation torque of helical piles anchors in sand was verified using centrifuge modelling. Model piles with different dimensions (number of helices and diameter) were tested (pile installation and pull-out tests) in reconstituted sand samples.

1. Introduction

Les pieux hélicoïdaux sont utilisés comme fondations pour les tours et les pylônes autoportants ou haubanés. Ils sont constitués d'une tige métallique de section circulaire avec hélice soudée (une ou plusieurs). Le diamètre des hélices est choisi en considérant la capacité portante du sol et la charge de l'ouvrage à supporter. Ce type de pieu est installé par rotation dans le sol (vissage) à l'aide de moteurs hydrauliques montés sur un équipement léger. Des corrélations empiriques entre le couple appliqué pendant l'installation et la capacité portante du pieu sont habituellement utilisées pour contrôler sa mise en place. Il est enfoncé jusqu'à ce que la valeur du couple appliqué ait atteint un seuil particulier. Différentes relations théoriques entre la charge d'arrachement et le couple nécessaire pour le fonçage des pieux vissés ont été rapportés dans la littérature géotechnique (Narasimha Rao et al., 1989; Ghaly et al., 1991; Ghaly et Hanna, 1991; Perko, 2000).

Tsuha (2007) a proposé une méthode théorique simplifiée pour estimer la charge d'arrachement des pieux hélicoïdaux dans du sable à partir du couple mesuré à la fin de l'installation. Une approche expérimentale basée sur la modélisation physique en centrifugeuse au LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) à Nantes, a apporté un ensemble de résultats qui permettent de valider cette relation. Les modèles réduits de pieux hélicoïdaux ont été installés dans les massifs de sable reconstitués de deux différentes densités. Les essais de chargement ont été opérés dès la fin de la mise en place des pieux.

2. Relation théorique

La vérification de la relation proposée par Tsuha (2007) entre le couple et la charge d'arrachement correspondant aux hélices des pieux hélicoïdaux dans un massif de sable, s'appuie sur la géométrie de la Figure 1 qui montre la distribution du couple d'installation et de la charge d'arrachement du pieu hélicoïdal avec 3 hélices.

La charge d'arrachement Q_u (Figure 1) est définie par :

$$Q_u = Q_h + Q_s \tag{1}$$

où : Q_u = la charge d'arrachement
Q_h = la charge d'arrachement relative aux hélices
Q_s = la résistance par frottement latéral sur la tige du pieu

La charge d'arrachement relative aux hélices Q_h est décrite par:

$$Q_h = \sum_{i=1}^{N} Q_{hi} \tag{2}$$

où : Q_{hi} = la charge d'arrachement relative à l'hélice i, indice variant de de 1 à N
N = le nombre d'hélices

Le couple nécessaire à l'installation des pieux hélicoïdaux T est donné par :

$$T = T_h + T_s \tag{3}$$

où : T = le couple d'installation
T_h = le couple d'installation repris par les hélices
T_s = le couple d'installation repris par frottement latéral

La part du couple d'installation reprise par les hélices T_h est définie par :

$$T_h = \sum_{i=1}^{N} T_{hi} \tag{4}$$

où : T_{hi} = la portion du couple d'installation reprise par l'hélice i

La relation proposée entre la charge d'arrachement relative aux hélices Q_h et le couple d'installation repris par les hélices T_h à la fin de la mise en place des pieux vissés dans un massif de sable, est donnée par l'équation :

$$Q_h = \frac{2T_h}{d_c.tg(\theta + \delta_r)} \tag{5}$$

où : d_c = diamètre du cercle correspondant à la surface de l'hélice où les forces sont concentrées pendant l'installation du pieu (Equation 6 et Figure 2)
θ = l'angle de l'hélice formé avec l'horizontale au diamètre d_c (Equation 7 et Figure 2)
δ_r = l'angle de frottement résiduel à l'interface entre l'hélice et le sable

$$d_c = \frac{2}{3}\left[\frac{D^3 - d^3}{D^2 - d^2}\right] \tag{6}$$

$$\theta = tan^{-1}\left(\frac{p}{\pi d_c}\right) \tag{7}$$

où : D = diamètre de l'hélice
d = diamètre de la tige
p = pas de l'hélice au diamètre d_c

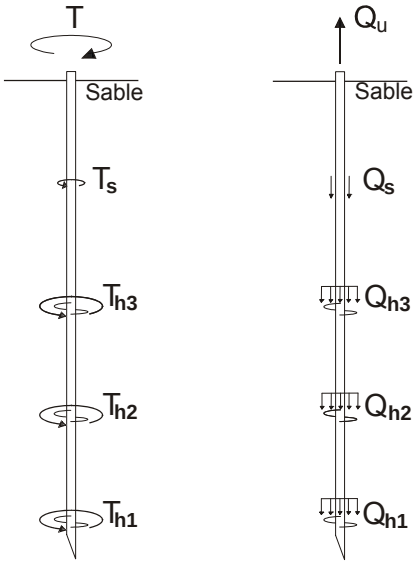


Figure 1. Distribution du couple d'installation et de la charge d'arrachement du pieu

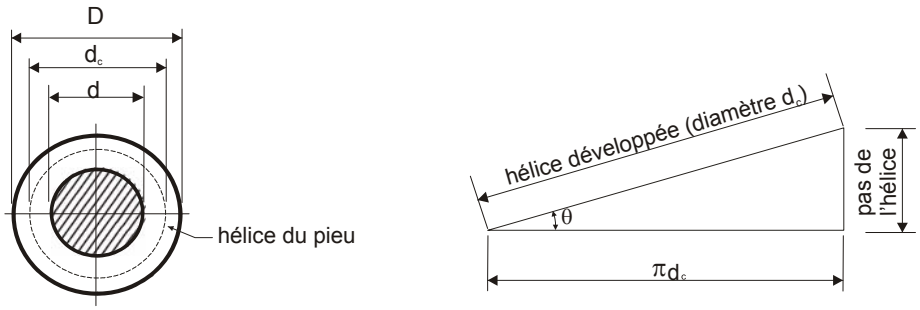


Figure 2. Hélice du pieu hélicoïdal

3. Validation expérimentale au moyen d'un modèle centrifugé

3.1. Dispositif expérimental

3.1.1. Modélisation physique en centrifugeuse

La modélisation physique en centrifugeuse est une alternative expérimentale qui permet la réalisation d'essais sur différents modèles de pieux hélicoïdaux dans le même massif (dont les propriétés sont connues). Ces essais ont pour justification première de permettre de recréer au sein du corps d'épreuve, qui sera, si possible,

construit à chaque fois à partir des mêmes matériaux que le prototype, le même champ de forces de masse que dans l'ouvrage vraie grandeur (Corté, 1989).

Les essais ont été réalisés sur la centrifugeuse du LCPC (Garnier et al.1999).

3.1.2. Pieux modèles

Trois types de modèles réduits de pieux ont été réalisés avec ou sans hélices (Figure 3) de telle façon à estimer la part du couple et de la charge reprise par les hélices seules. Les modèles de pieux hélicoïdaux sont composés d'une ou plusieurs hélices soudées sur une même tige à intervalle de trois fois le diamètre de l'hélice. Quels que soient le nombre et le type d'hélice, tous les pieux modèles ont une longueur 355 mm. Ainsi douze modèles différents de pieux sont disponibles (Tableau I et Figure 4). Compte tenu des fiches différentes selon le modèle de pieu, les échelles de réduction correspondantes pour les 3 types de modèles sont 1/21,44 ; 1/21,71 et 1/22.

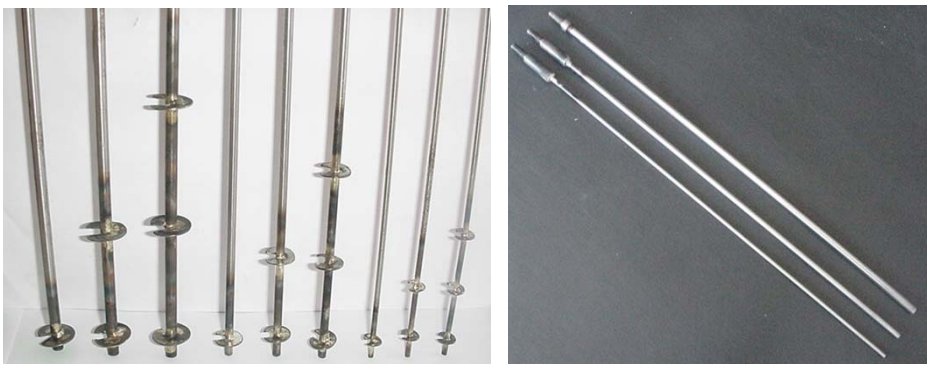


Figure 3. Modèles de pieux avec et sans hélices

Tableau I. Dimensions des pieux modèles (M) et prototype (P)

Modèle de pieu	Nombre d'hélices	Diamètre tige d_M (d_P) (mm)	Diamètre hélice D_M (D_P) (mm)	Pas de l'hélice p_M (p_P) (mm)	Distance entre la première hélice et la pointe h_{bM} (h_{bP}) h_b (mm)	Fiche prototype (m)
1	1	3,0 (64,3)	10 (214)	3,0 (64,3)	10 (214)	3,1
2	2	3,0 (64,3)	10 (214)	3,0 (64,3)	10 (214)	3,1
3	3	3,0 (64,3)	10 (214)	3,0 (64,3)	10 (214)	3,1
4	1	4,5 (97,7)	15 (326)	3,2 (69,5)	10 (217)	4,6
5	2	4,5 (97,7)	15 (326)	3,2 (69,5)	10 (217)	4,6
6	3	4,5 (97,7)	15 (326)	3,2 (69,5)	10 (217)	4,6
7	1	6,0 (132)	20 (440)	3,5 (77)	10 (220)	6,2
8	2	6,0 (132)	20 (440)	3,5 (77)	10 (220)	6,2
9	3	6,0 (132)	20 (440)	3,5 (77)	10 (220)	6,2
10	-	3,0 (64,3)	-	-	-	3,1
11	-	4,5 (97,7)	-	-	-	4,6
12	-	6,0 (132)	-	-	-	6,2

3.1.3. Les massifs de sol

Les massifs ont été reconstitués avec du sable de Fontainebleau, par pluviation automatique dans l'air, dans des conteneurs rectangulaires rigides (1200 mm x 800 mm x 360 mm). Deux densités différentes ont été retenues (Tableau II).

Tableau II. Propriétés du sable utilisé

Massif	Propriété	Valeur
Conteneur 1	Poids volumique	15,46 kN/m^3
	Angle de frottement	31°
Conteneur 2	Poids volumique	16,30 kN/m^3
	Angle de frottement	41°

3.2. Procédure d'essais

3.2.1. Mise en place

Après installation du conteneur dans la centrifugeuse, chaque pieu modèle a été mis en place dans le sable, en vol à 22 g, au moyen du dispositif présenté (Figure 5), par fonçage puis vissage. Les profondeurs finales des pieux modèles installés dans le massif varient avec le diamètre de l'hélice (Figure 4). Pendant le fonçage, les mesures de couple, déplacement, vitesse de fonçage et force sur les pieux sont enregistrées par le système d'acquisition de données embarqué en centrifugeuse.

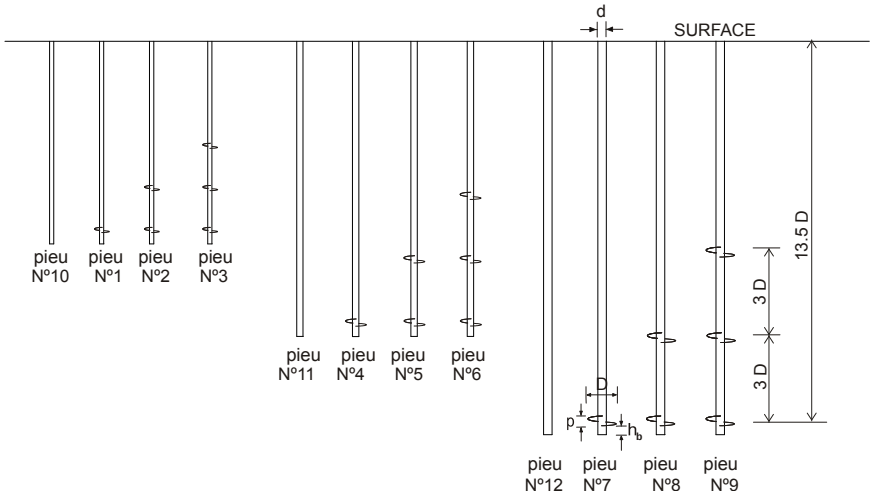


Figure 4. Pieux modèles installés dans le massif

3.2.2 Essais de chargement

Le chargement du pieu à hélice est opéré dès la fin de la mise en place. Une courte période d'attente peut être observée entre les phases de placement et d'arrachage. L'arrachement est réalisé à une vitesse constante (1 mm/s).

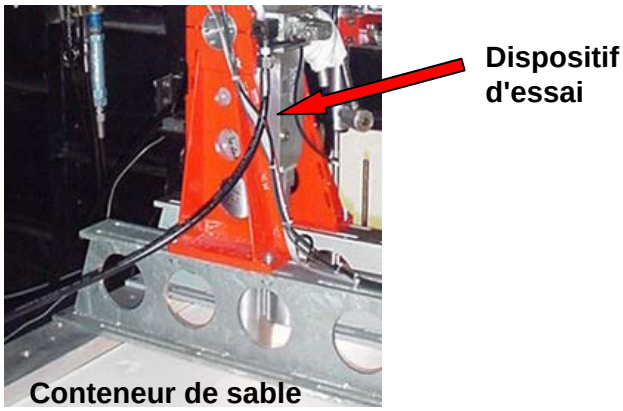


Figure 5. Dispositif d'essai positionné sur le conteneur

3.3. Résultats et discussion

Les résultats des essais en centrifugeuse convertis en prototype (vraie grandeur) sont présentés dans le Tableau III. Pour l'estimation du couple on a adopté la valeur moyenne mesurée à la fin du vissage. Pour la charge d'arrachement on a adopté la valeur de pic (la valeur maximale).

Les valeurs de couple à la fin du fonçage et de la charge d'arrachement des pieux 10, 11, 12 sans hélice (Figure 4) correspondent au frottement latéral sur les tiges des pieux 1 à 9 mobilisé pendant l'installation et l'arrachement des pieux (T_s et Q_s).

Les valeurs du couple d'installation repris par les hélices T_h et de la charge d'arrachement relative aux hélices Q_h ont été obtenues par la différence entre les résultats des essais des pieux avec hélices et des pieux sans hélice, avec les mêmes diamètres de tige et profondeur d'installation.

La Figure 6 (résultats convertis en prototype) montre les variations du couple nécessaire pour le fonçage des pieux 1, 2, 3 et 10 enregistrées lors de l'installation dans le massif de sable dense (conteneur 2).

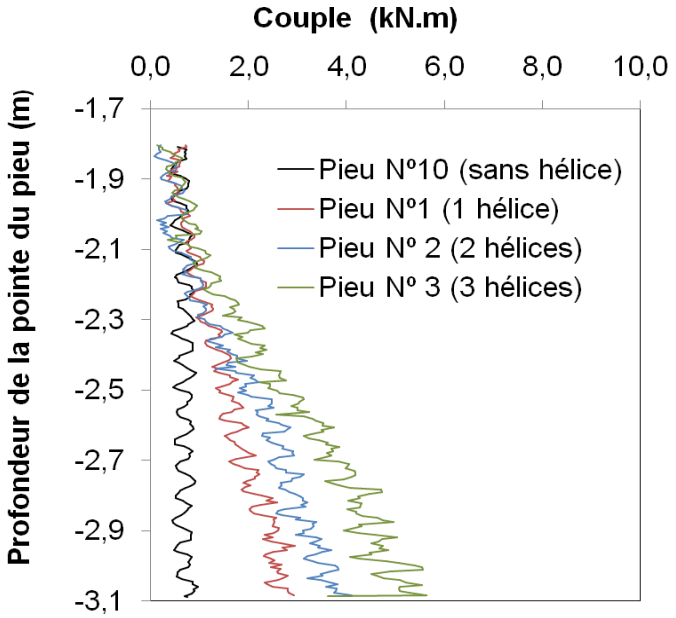


Figure 6. Courbe couple x profondeur de la pointe des pieux modèles N°1, N°2, N°3 et N°10 installés dans le conteneur 2 (valeurs en prototype)

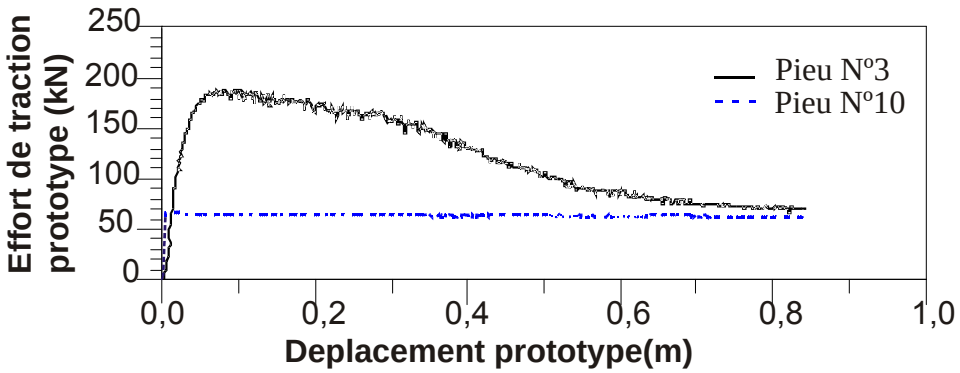


Figure 7 - Courbe effort de traction x déplacement des pieux modèles N°3 (avec hélice) et N°10 (sans hélice) installés dans le conteneur 2

La Figure 7 permet d'estimer la part reprise par les hélices seules, déduction faite du frottement mesuré sur le fut du pieu sans hélice. On constate (Tableau III) que les résultats du couple d'installation repris par les hélices T_h et de charge d'arrachement relative aux hélices Q_h des pieux hélicoïdaux sont fortement influencés par la densité du massif.

Tableau III. Résultats des essais en centrifugeuse (convertis en prototype)

Massif	Pieux modèle N°	Couple d'installation repris par les hélices T_h (kN.m)	Charge d'arrachement relative aux hélices Q_h (kN)
Conteneur 1 (densité = 15,46 kN/m^3)	1	0,3	14
	2	0,4	19
	3	1,0	43
	4	1,6	46
	5	3,2	83
	6	3,3	112
	7	4,1	69
	8	4,9	108
	9	5,3	150
Conteneur 2 (densité = 16,30 kN/m^3)	1	1,9	60
	2	2,8	88
	3	4,1	116
	4	7,7	177
	5	12,5	234
	6	10,7	275
	7	22,4	413
	8	35,1	475
	9	35,1	475

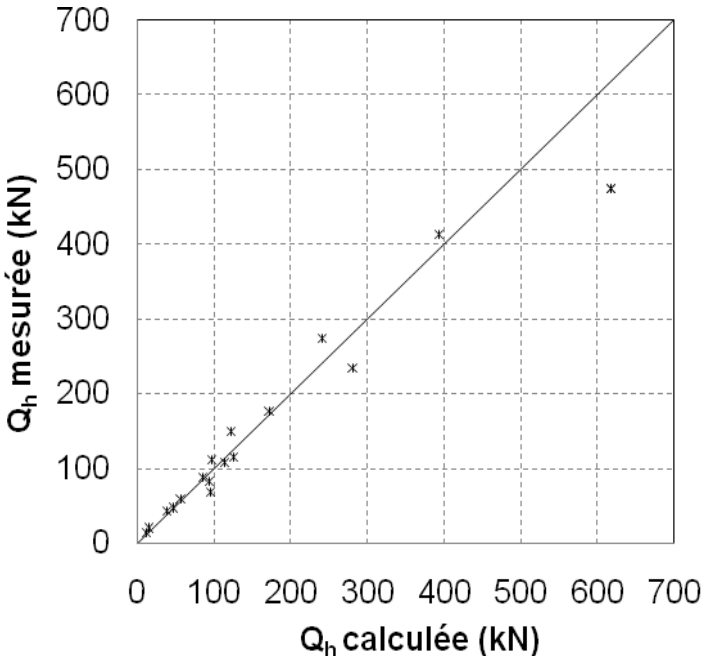


Figure 8 - Comparaisons entre les valeurs calculées et les résultats expérimentaux de la charge d'arrachement relative aux hélices Q_h (en données prototypes)

Pour vérifier la relation physique de l'équation 5, on a substitué les valeurs de T_h (Tableau III) et de δ_r dans cette expression pour calculer les valeurs de Q_h. Les valeurs de δ_r ont été obtenues par des essais de cisaillement d'interface entre la lame d'hélice et le sable, exécutés au LCPC (10,1° pour l'échantillon de sable du conteneur 1 et 15,1° pour l'échantillon de sable du conteneur 2).

La Figure 8 montre la comparaison entre les valeurs calculées et les résultats expérimentaux de la charge d'arrachement relative aux hélices Q_h (transformées en prototype). La résistance Q_h calculée est obtenue par la relation (5) à partir du couple mesuré lors de l'installation des pieux. On observe une bonne concordance entre les valeurs théoriques et les résultats expérimentaux obtenus sur les modèles réduits testés en centrifugeuse.

4. Conclusion

Cette approche expérimentale, réalisée en centrifugeuse, fournit des données essentielles pour la vérification d'une méthode de calcul de la charge d'arrachement relative aux hélices des pieux hélicoïdaux dans du sable à partir du couple mesuré en fin d'installation. La comparaison entre valeurs mesurées et valeurs calculées valide la relation théorique proposée qui permet une excellente prévision de la résistance des pieux.

La relation entre le couple de fonçage et la résistance à l'arrachement mobilisés par les hélices s'avère valide quelque soit le nombre d'hélices (jusqu'à 3 avec une distance minimum entre les hélices égale à 3D) et leur diamètre (entre 21 et 44 cm).

5. Références bibliographiques

Corté J.F. (1989) L'essor de la modélisation en centrifugeuse en géotechnique. Revue Française de géotechnique, 48, 7-13.

Garnier, J., Derkx, F., Cottineau, L.M., Rault, G. (1999) Études géotechniques sur modéles réduits centrifugés – Evolution des matériels et techniques expérimentales, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 223, 27-50.

Ghaly, A., Hanna, A. (1991) Experimental and theoretical studies on installation torque of screw anchors. Canadian Geotechnical Journal 28 (3), 353-364.

Ghaly, A., Hanna, A., Hanna, M. (1991) Installation torque of screw anchors in sand. Soils and Foundations 31(2), 77-92.

Narasimha Rao, S., Prasad, M.D., Shetty, M.D., Joshi, V.V. (1989) Uplift capacity of screw pile anchors. Geotechnical Engineering 20 (2), 139-159.

Perko, H.A. (2000) Energy method for predicting the installation torque of helical foundations and anchors. New Technological and Design Developments in Deep Foundation Technologies, ASCE, 342-352.

Tsuha, C.H.C. (2007) Theoretical model to control on site the uplift capacity of helical screw piles embedded in sandy soil. Ph.D. thesis, Department of Geotechnics, São Carlos School of Engineering, University of São Paulo, Brazil.

L'EFFONDREMENT DE 1873 A LA MINE DE VARANGEVILLE

THE 1873 COLLAPSE AT THE VARANGEVILLE SALT MINE

P. BEREST[1], B. BROUARD[2], B. FEUGA[3], M.KARIMI-JAFARI[1]
[1]*Laboratoire de Mécanique des solides, Ecole Polytechnique*
[2]*Brouard Consulting*
[3]*Geoderis*

RÉSUMÉ – On décrit l'effondrement d'un quartier de mine de sel dans lequel les piliers ont poinçonné le mur imbibé de saumure quand l'extension de la mine a diminué la raideur du toit. Le calcul numérique montre qu'au moment de l'effondrement une zone dilatante traversant toute la couche de sel s'était formée.

ABSTRACT – The 1873 collapse of a panel of the Varangéville Mine is described. Pillars punched the marly floor when mine extent made the roof soft enough. Numerical computations prove that a dilatant zone, crossing through the salt layers had formed upon the mine edge, leading to the catastrophic final evolution.

1. L'effondrement de 1873

Le 31 octobre 1873, le quartier Saint-Maximilien de la mine de sel de Varangéville s'effondrait brutalement. La secousse fut ressentie à Nancy, distante d'une dizaine de kilomètres. A la surface du sol, une cuvette de subsidence s'était formée (Figure 1). Plusieurs rangées de fissures verticales ouvertes peu profondes

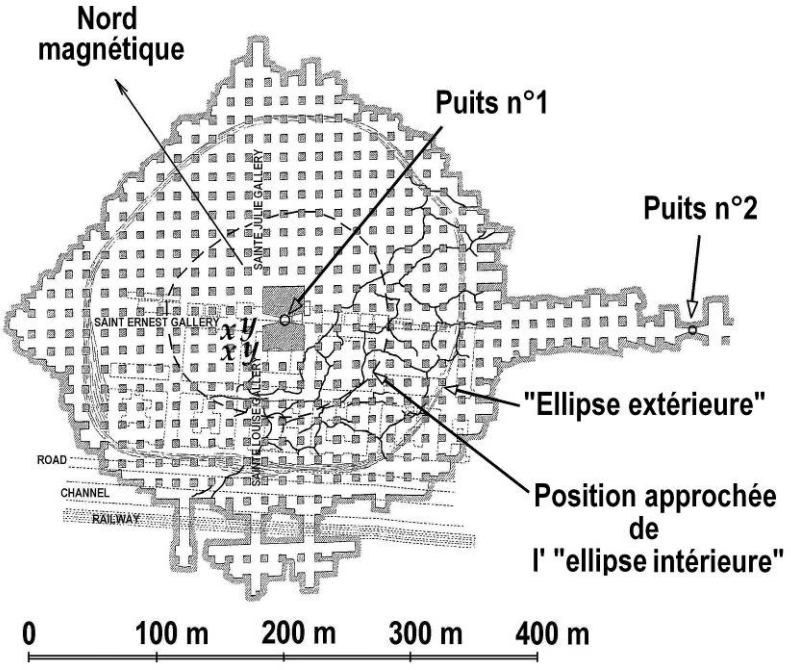


Figure 1. Plan du quartier Saint-Maximilien, avec les fissures apparues lors de l'effondrement. On a reporté le réseau polygonal des fentes verticales remplies de marnes, les bâtiments de surface sont en pointillés. D'après Braconnier, 1873a.

délimitaient une « ellipse extérieure», d'un rayon de 160 m environ, inscrite à l'intérieur du périmètre extérieur des travaux miniers. Des bourrelets s'étaient formés sur le pourtour d'une « ellipse intérieure » de rayon moitié, qui était descendue uniformément de 3,3 mètres. Le puits n°1, d'une profondeur de 160 m, était intact. Entre les deux ellipses la pente prise par la surface du sol était régulière.

Les 1 et 2 novembre des mineurs et Marie-Alfred Braconnier, ingénieur des mines, descendirent par le puits n°2 pour visiter les travaux effondrés. La mine était exploitée par chambres et piliers, dans la 11ème couche de sel, entre 150,5 et 156 m de profondeur. Les piliers carrés, de 6 m de côté, laissaient un taux de défruitement de 82%. Toutefois un pilier rectangulaire de 29 m x 40 m protégeait le puits n°1 (Figure 1). Le mur de la mine est constitué par une couche de marnes, d'au moins 25 m d'épaisseur, molles en profondeur, très résistantes dans le mur immédiat, mais qui s'étaient profondément quoique non uniformément dégradées sous l'effet de la saumure et de l'eau. Celles-ci étaient très présentes dans la mine, notamment parce que les tirs étaient précédés d'un découpage à l'eau douce. Les trois rapports qu'a laissés Braconnier (1873 a,b,c) suggèrent fortement le schéma d'effondrement suivant : autour du puits central, sous l'ellipse intérieure, un cylindre de hauteur 160 m et de rayon voisin de 80 m est descendu en bloc, de 3,3 mètres, sans pratiquement se déformer, en poinçonnant le mur de la mine (Figure 2).

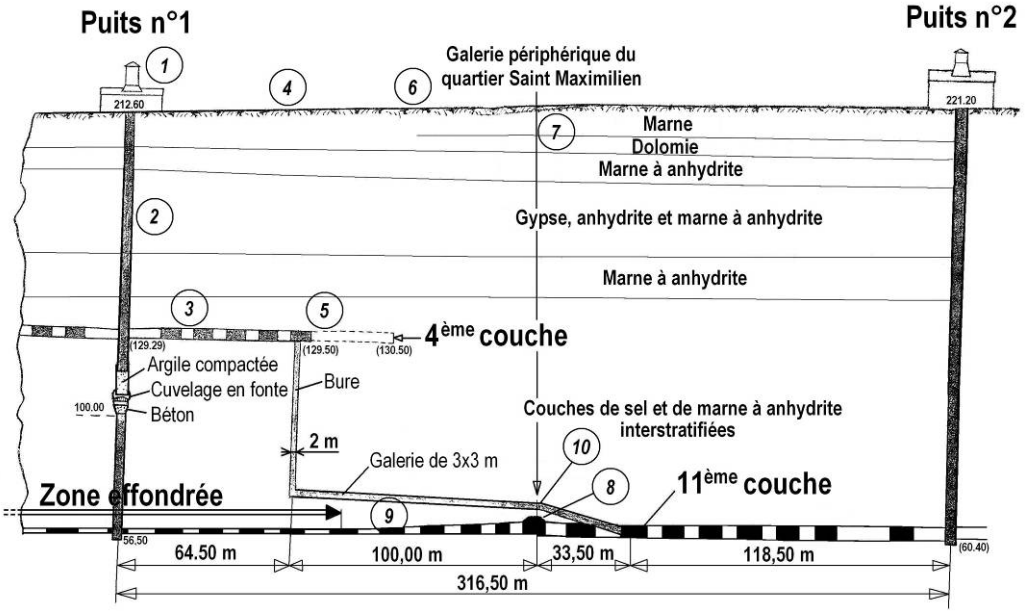


Figure 2. Coupe verticale des travaux. D'après Braconnier, 1873c.

En effet (1) à l'intérieur de cette ellipse, le sol est resté plat (2) le puits est resté intact (3) le petit quartier exploité dans la 4ème couche en 1859, à 70 m au-dessus de l'exploitation de 11ème couche, est resté intact, à l'exception de quelques fissures débitant un peu de saumure à l'extrémité d'une galerie, à 80 m de l'axe du puits. En revanche la couronne comprise entre ce cylindre central et le cylindre qui s'appuie sur le contour extérieur du quartier, entre 80 m et 160 m de distance à l'axe du puits, s'est déformée. Cette déformation doit être complexe dans le détail, les terrains étant stratifiés. Néanmoins on peut grossièrement la décrire, dans un plan méridien vertical, comme une flexion. En effet (4) des bourrelets indices d'une compression

horizontale se sont formés en surface sur le pourtour de l'ellipse intérieure (5) de petites fractures sont apparues à la périphérie de l'exploitation de 4ème couche (6) le sol a pris une pente régulière entre les deux ellipses (7) des fractures indices d'une traction horizontale se sont formées sur le pourtour de l'ellipse extérieure (8) à 160 m sous ce pourtour, une montée de voûte sur 3 mètres de haut a été observée. Le reste du toit du quartier s'est incliné en direction du puits n°1, avec une pente de l'ordre de 4%, en restant intact hormis des petites fissures (9). Dans une petite galerie de section 3m x 3m, creusée postérieurement à l'accident au dessus du quartier effondré, le sel est intact sauf dans une zone d'une longueur de 10 mètres à l'aplomb des galeries du pourtour extérieur (10), où l'on observe des petites fractures par lesquelles de l'air est échangé avec le quartier effondré, une dizaine de mètres en dessous.

Avant l'accident, selon Braconnier, les piliers de sel de la mine donnaient une impression de grande solidité. Sous la couronne déformée, ils ont, d'autant plus profondément qu'on s'approche du pilier central, poinçonné le mur, qui s'est incliné vers le haut dans la direction du puits central. Ils sont globalement intacts, quoique leurs angles aient éclaté et que des fissures initialement fermées se soient ouvertes, certaines avant l'accident, en suivant des fentes verticales remplies de marnes, de sel et d'anhydrite, contemporaines du dépôt, et qui constituent des surfaces de faiblesse mécanique. L'effondrement n'a pas créé de fracture de grande échelle, et le quartier est resté sec depuis 135 ans. C'est une circonstance remarquable : des désordres dans le toit, même discrets, ont engendré l'ennoyage de nombreuses mines de sel (Bérest et al., 2004).

2. Remarques sur les accidents de mines de sel

Plusieurs effondrements brutaux de mines de sel sont connus (Minkley et al., 2007), mais on n'a pas trouvé d'exemple où les piliers d'une mine de sel aient poinçonné le mur, accident dont on connaît des cas dans les mines de charbon.

Les quartiers voisins de Saint-Maximilien n'apportent que des enseignements indirects. Après 1873, tirant les leçons de l'accident, on a laissé au mur une planche de sel de 20 cm, l'eau n'a plus été utilisée pour le pré-découpage et le taux de défruitement a été porté à 75% à la fin du 19ème siècle puis 52% dans les quartiers actuels. Peu de désordres ont été observés depuis.

A quelques dizaines de km de Varangéville, à Dieuze, une mine de sel avait été exploitée avec un taux de défruitement analogue mais à une profondeur inférieure (120 m au lieu de 160 m). Les piliers reposaient sur la même couche marneuse qu'à Varangéville. La mine fut ennoyée par de la saumure saturée en 1864. Dans les années 1990, on a craint, par analogie avec l'accident du quartier Saint-Maximilien, que le mur ne se soit profondément dégradé du fait d'un contact plus que centenaire avec la saumure qui avait rempli la mine. Geoderis réalisa un forage et une mesure de forme par sonar qui prouvèrent que la mine avait conservé toute sa hauteur, que le mur était demeuré plat et que, de façon générale, la mine actuelle coïncidait avec le plan qu'en avaient laissé les mineurs il y a 140 ans (Feuga, 2002). Une raison est que, compte tenu de la profondeur, le poids de la couverture était les ¾ de celui de Varangéville avant l'ennoyage, réduits aux 3/8 après déjaugeage quand la mine et le puits d'accès furent remplis de saumure. De plus le toit était encore « raide », la largeur de la mine étant 160 m. Il est aussi possible que la saumure *saturée* ne soit pas capable de dégrader les marnes anhydritiques du mur immédiat (Boidin, 2007).

3 Aire tributaire, ou capacité portante des piliers ?

Le comportement d'une exploitation souterraine exploitée par chambres et piliers est généralement interprété suivant la théorie dite de « l'aire tributaire », qui résulte pour l'essentiel de considérations élémentaires d'équilibre. On suppose un quartier de forme générale circulaire, rayon R, profondeur H. Le poids du cylindre des terrains au dessus de la mine est $\pi R^2 H \gamma$, si γ est le poids volumique des terrains. Une fraction $\pi R^2 (1-\tau) \sigma$ de ce poids est portée par les piliers, si τ est le taux de défruitement et σ la contrainte verticale moyenne dans les piliers. L'autre fraction est portée par les cisaillements qui s'appliquent sur le pourtour du cylindre, soit $2\pi RT$ si T est l'effort tranchant, au sens de l'intégrale des cisaillements verticaux le long d'une génératrice du cylindre. Lorsque la mine est peu étendue ($R/H < 1$), le toit est encore raide (en comparaison de la déformabilité des piliers et du mur qui les porte) et l'essentiel du poids est reporté sur le pourtour. Quand la mine s'élargit le toit devient plus souple (pour fixer les idées, le toit est représenté par une plaque, de raideur à la flexion EI, portant une charge répartie p ; la déflection maximale au centre de la plaque en l'absence de tout pilier est u_0 ; la raideur de la plaque est définie comme $p / u_0 = 64\ EI/R^4$, elle diminue très vite quand R croît). Pour une mine très étendue, le poids des terrains surincombants est presque tout entier supporté par les piliers, dont chacun porte à peu près $\sigma_{trib} = \gamma H / (1 - \tau)$, c'est à dire la contrainte tributaire.

Le cas du quartier Saint-Maximilien est différent. Les marnes du mur (dégradées par l'eau) ont une cohésion limitée, C ; la capacité portante du mur (c'est-à-dire, la charge maximale qu'un pilier rigide peut appliquer sur le mur sans le poinçonner) a la forme ωC, où ω est un coefficient qui dépend de la forme du pilier. Les piliers ne peuvent porter durablement plus que $\pi R^2 (1-\tau) \omega C$. Toutefois, tant que la mine est peu étendue, le toit reste raide : dès qu'il prend une flèche, même modérée, il ne peut plus pousser aussi efficacement sur les piliers. La charge portée par les piliers est voisine de la capacité portante du mur, l'effort tranchant sur le pourtour de la mine est $T = R [H \gamma - (1-\tau) \omega C]/2$: l'intensité des cisaillements croît avec le rayon de sorte que le critère de dilatance est atteint dans une zone de plus en plus étendue du toit, où peuvent se localiser des déformations importantes ; la raideur du toit finit par chuter brutalement, supprimant ainsi tout frein au poinçonnement.

4. Caractéristiques mécaniques du mur et du toit

Les mineurs de Varangéville observent couramment depuis plus d'un siècle que les marnes du mur peuvent perdre une grande part de leur résistance mécanique quand elles sont mises en contact avec de l'eau ou de la saumure. La première étude géomécanique des marnes du mur a été réalisée par Vouille (1986). Il propose un critère (pessimiste) de Tresca, C = 2 MPa, φ = 0°, pour les marnes *sèches* du mur *immédiat*. Les essais montrent que le matériau est viscoplastique et très sensible à la présence de saumure. Or l'eau était abondante dans le quartier Saint-Maximilien. On utilisait des jets sous pression pour pré-découper le front de taille. A cause du pendage de la couche, des rigoles, profondes de 2,5 m par endroit, avaient été creusées pour collecter vers le puits central n°1 les saumures produites. Sous le pilier central, à côté de la machine à colonne qui fournissait l'eau sous pression, on avait ménagé un bassin de saumure. De l'eau ou de la saumure non saturée était donc au contact de la croûte dure des marnes anhydritiques du mur, ou même des marnes brun-chocolat sous-jacentes beaucoup plus molles et sensibles à la saumure

même saturée. Une zone affaiblie se développait ainsi à partir du pilier central. Sa cohésion était certainement réduite.

Pour un pilier infiniment long, le coefficient de proportionnalité entre capacité portante et cohésion est $\omega = 2 + \pi$. Salençon et Matar (1982) donnent $\omega = 6$ pour un pilier circulaire, auquel on peut assimiler le pilier central de Saint-Maximilien. Comme la mine sera représentée par un modèle axisymétrique, on a calculé numériquement la capacité portante de piliers toriques s'appuyant sur un mur viscoplastique ; le calcul a donné $\omega = 6{,}6$. La base de données pour la cohésion et la viscosité des marnes était très réduite. On disposait toutefois d'une indication : en 1873, peu avant l'accident, la galerie Sainte-Julie avait, près du pilier central (Figure 1), perdu 80 cm de hauteur (sur 5,5 m), valeur que l'on retrouve numériquement en retenant une cohésion $C = 0{,}75$ MPa. La viscosité du sel gemme (sous faible charge) est de l'ordre de $\mu = 10^{17}$ Pa.s et les observations témoignent que les déformations des piliers de sel étaient bien plus lentes que les déformations du mur marneux, pour lesquelles on a retenu, un peu heuristiquement, $\mu = 10^{15}$ Pa.s. Les essais de Boidin (2007) ont montré que ce choix n'était pas déraisonnable.

La capacité portante du mur est de l'ordre de $\omega C = 4{,}5$ MPa quand sa cohésion est $C = 0{,}75$ MPa. La contrainte géostatique à la profondeur de la mine est de l'ordre de $\sigma = 3{,}5$ MPa et le taux de défruitement τ est supérieur à 80%, de sorte que la contrainte tributaire est de l'ordre de $\sigma / (1-\tau) = 17{,}5$ MPa : la capacité portante est vite dépassée quand la mine s'étend ; en témoignent les fermetures partielles précoces de la galerie Sainte-Julie et de la chambre de la machine à colonne d'eau, que l'on envisageait de déplacer avant que ne survienne l'accident. Néanmoins deux facteurs ont longtemps retardé un poinçonnement généralisé. D'une part, l'amollissement des marnes a été progressif, quoiqu'on ne sache pas décrire comment il a évolué dans l'espace et dans le temps. D'autre part le toit reste raide tant que la mine est peu étendue : le poinçonnement peut s'amorcer ; il n'est guère ralenti par la viscosité des marnes, qui est faible ; mais il s'arrête quand le toit a pris une flèche suffisante pour ne plus appliquer sur le pilier qu'une contrainte voisine de la capacité portante. Celle-ci étant petite, une charge croissante se reporte sur les bords-fermes, au pourtour de la mine. L'évaluation de la raideur du toit est donc essentielle pour comprendre l'évolution du quartier.

Le module d'Young du sel de Varangéville est estimé à $E = 26$ GPa. L'épaisseur de sel au dessus de la mine est de l'ordre de $\eta = 70$ m. Un calcul numérique effectué en assimilant ce toit de sel à une plaque unique donne, en l'état de développement de la mine en 1873, une flèche au toit de 3 cm *en l'absence de tout pilier.* C'est évidemment une valeur peu réaliste : on sait que pour la mine réelle (avec ses piliers !) l'affaissement de la surface du sol était perceptible avant l'accident, puisque des bâtiments étaient lézardés et que des tuyaux de fonte s'étaient cassés. Le toit en sel ne peut donc être la plaque homogène idéale décrite plus haut. En fait, le toit a été subdivisé par les géologues en 11 couches, de teneur en sel variable, et séparées par des lits marneux de 0,5 à 3 m d'épaisseur. Toutefois, à l'intérieur de chaque couche, on peut encore distinguer un grand nombre de lits marneux ou salins. Les interlits sont manifestement des surfaces de faiblesse mécanique : dans les galeries les plus périphériques, où 3 mètres de toit se sont effondrés, on voit sur les parois des cloches formées que ces interlits se sont ouverts. De plus, et moins fréquentes dans une formation de sel en couche, on observe dans la mine en 11ème couche (mais aussi dans l'exploitation de 4ème couche) des fractures verticales naturelles de plusieurs cm ou dm d'ouverture, remplies de marnes, et qui suivent une organisation polygonale (Figure 1). Elles jouent aussi un rôle mécanique car

certaines de ces fractures étaient ouvertes dans les piliers avant l'accident – et un plus grand nombre encore après l'accident.

Une description géométrique et mécanique détaillée de toutes ces discontinuités, est hors de portée. On a procédé de manière plus grossière : pour réduire la raideur du toit de sel, on peut diminuer son module élastique (E) ou son inertie à la flexion (I). En particulier, si à une plaque unique d'épaisseur η on substitue N plaques d'épaisseur η/N avec glissement parfait aux interfaces, on divise la raideur I par un facteur N^2. On a donc, dans le modèle utilisé pour les calculs numériques, réduit considérablement le module élastique du sel du toit de 70 mètres d'épaisseur et intercalé trois couches de « marnes » très molles de trois mètres d'épaisseur. Un tel modèle ne peut prétendre à constituer une représentation géométrique et mécanique fidèle du toit réel ; son mérite est de donner une raideur équivalente plus faible par un facteur de 20 environ que celle du modèle homogène initial et de fournir donc des valeurs crédibles de la subsidence en surface et de la diminution de hauteur des galeries les plus proches du pilier central.

Le comportement du sel est celui d'un fluide visqueux et on observe d'ailleurs dans les quartiers défruités à 75% de la mine actuelle des diminutions de hauteur des piliers de l'ordre de 2 à 5 mm par an. Ce comportement viscoplastique est pris en compte dans le calcul numérique mais son influence, dans les faits, est assez discrète. En effet, d'une part, la viscosité des marnes est plus petite que celle du sel par un facteur 100, de sorte qu'en comparaison des marnes le sel des piliers paraît presque rigide ; d'autre part, la contrainte moyenne verticale dans les piliers ne peut guère dépasser la capacité portante des piliers (c'est à dire ωC =4,5 MPa, valeur pour laquelle le fluage des piliers de sel est très lent). Toutefois même si, à l'échelle de la mine tout entière, les piliers se comportent comme des poinçons rigides s'enfonçant dans le mur viscoplastique, dans le détail, le comportement des piliers est complexe. Le poinçonnement du mur engendre un écoulement des marnes sous-jacentes vers les surfaces libres autour du pilier, en créant dans le pilier de sel des tractions horizontales qui expliquent l'ouverture des fractures remplies de marne observées dès avant l'accident de 1873.

5. Calcul numérique

Le modèle de la mine est axisymétrique de révolution autour de l'axe du puits. Le pilier central est représenté par un pilier circulaire de 21 m de rayon. Les centaines de petits piliers de la mine sont remplacés par 8 « piliers » toriques délimitant 9 « chambres » toriques, suivant une description du quartier et de son creusement progressif proposée par Gérard Vouille. Cette description respecte autant que faire se peut l'uniformité dans l'espace du taux de défruitement et la constance dans le temps du tonnage de sel produit pendant les 14 années d'existence de la mine. Le mur est une couche de marne de 20 mètres d'épaisseur aux propriétés homogènes (c'est une faiblesse du modèle, car la distribution de la dégradation des propriétés des marnes est certainement une fonction à la fois du temps, de la profondeur et de la distance au puits. Mais on ne disposait guère d'information. De plus, l'hypothèse d'une zone plus dégradée sous le pilier central aurait pu paraître *ad hoc* ; il est intéressant de vérifier au contraire que le poinçonnement a lieu même lorsque la cohésion des marnes est supposée homogène). Le sel vérifie une loi de fluage de Lemaitre adaptée au cas de Varangéville. Le toit de la mine est, comme décrit plus haut, une succession de couches alternativement salines et marneuses. On a donné successivement plusieurs valeurs aux paramètres les plus importants, cohésion des

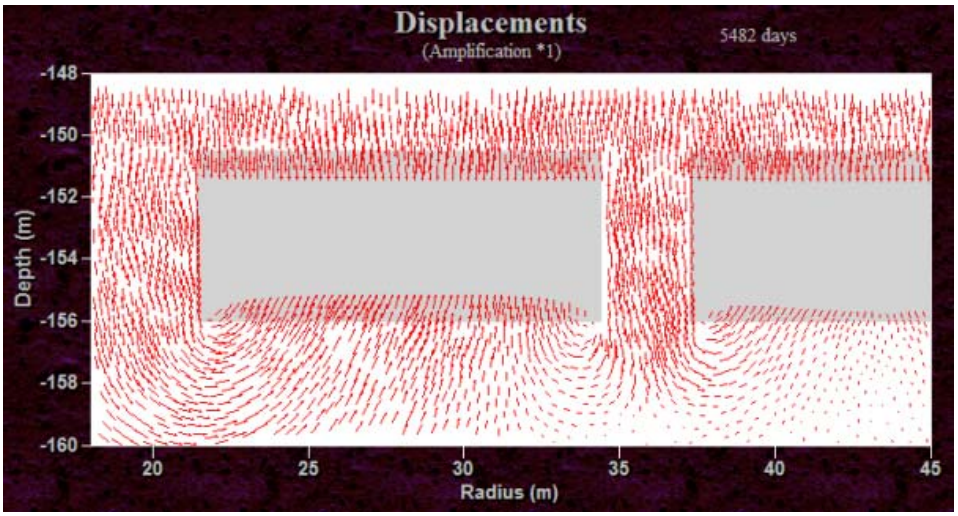


Figure 3. Déplacements au voisinage de la galerie la plus proche du pilier central.

marnes et raideur équivalente du toit. Ils ont conduit à retenir une valeur de la cohésion de C = 0,75 MPa et l'hypothèse d'un toit « mou » au sens du Paragraphe 4. Un résultat typique est donné à la Figure 3. On a représenté les déplacements (comptés depuis la création en 1859 jusqu'en 1873) autour de la galerie la plus proche du pilier central. Les rayons sont comptés depuis l'axe du puits. On observe que le toit au milieu de la galerie est descendu de 40 cm et que le mur est remonté de 50 cm ; ce dernier mouvement est alimenté par le poinçonnement du mur par le pilier central qui déplace un grand volume de matière vers les surfaces libres les plus proches. L'affaissement à la surface du sol (32 cm) et la réduction de hauteur de la galerie (90 cm) sont compatibles avec les observations. La montée du mur est plus modeste dans les autres galeries, et le toit de la dernière galerie est le siège de compressions importantes, qui peuvent expliquer les ruptures qu'on y a observées.

6. L'effondrement

Il faut encore expliquer pourquoi la mine s'est effondrée brutalement. La rupture de piliers n'est conforme ni avec le modèle – qui prédit que les piliers sont peu chargés – ni avec les observations. Une défaillance des marnes du mur par perte brutale de cohésion n'est compatible ni avec l'image assez progressive que l'on peut se faire de leur dégradation par l'eau, ni surtout avec le modèle qui prévoit que le poinçonnement du mur est limité tant que le toit reste raide. Un mécanisme brutal doit trouver son origine dans une perte de raideur du toit. Celle-ci diminue *progressivement*, quand la mine s'étend, mais on doit expliquer une réduction *brutale*. Il est tentant de l'attribuer à la rupture du toit sur 3 mètres de haut dans la galerie périphérique ; mais une telle rupture ne change pas radicalement la raideur du toit de sel de 70 m d'épaisseur : il s'agit d'une conséquence plutôt que d'une cause de l'effondrement. On doit chercher une cause moins locale. Dans le modèle retenu, une part importante du poids des terrains surincombants est reportée sur le pourtour de la mine dans le toit, qui est le siège de cisaillements qui croissent quand la mine s'étend. Soumis à des cisaillements importants le sel devient le siège de dilatance et d'endommagement. Sans tenter de décrire complètement cet endommagement, on a tracé, au fur et à mesure de l'agrandissement de la mine, la

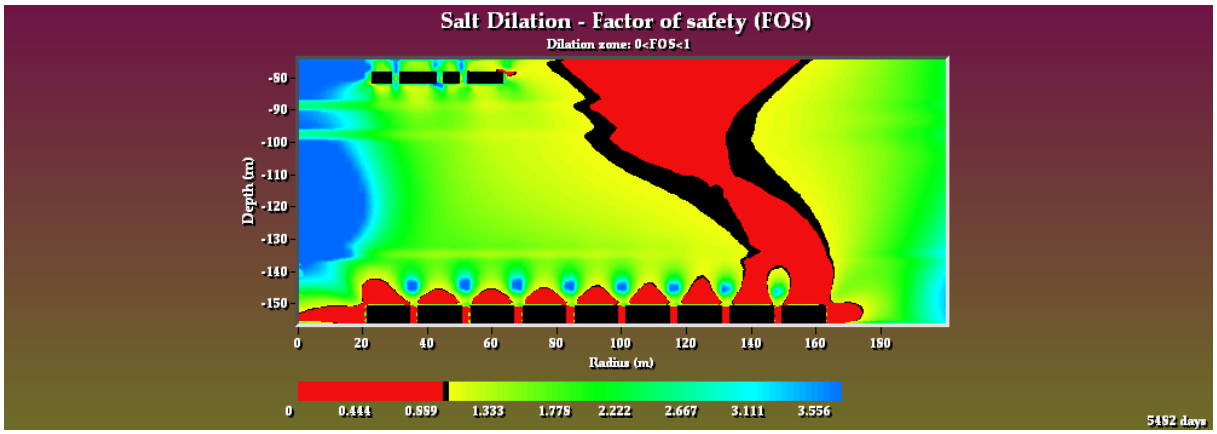


Figure 4. Isovaleurs du critère de dilatance. La zone dilatante est en gris foncé.

zone dans laquelle était dépassé le critère de dilatance, qui est, en un peu plus sévère, celui proposé par De Vries et al. (2005). On observe (Figure 4) que la zone « dilatante » s'étend de manière très rapide au dessus du pourtour du quartier lors du creusement de la 9ème galerie. Cette tendance est conforme au schéma proposé au Paragraphe 3, dans lequel cette zone est le siège de déformations intenses localisées qui permettent à la couronne de terrains comprise entre le cylindre central resté rigide et les bords fermes de s'incliner vers le centre du quartier sans casser.

7. Conclusion

En affectant des valeurs crédibles aux paramètres mécaniques on rend compte des traits principaux de l'effondrement : phénomènes précurseurs dans les galeries et à la surface, enfoncement des piliers dans le mur, dimensions de la mine qui rendent l'effondrement possible. Les auteurs remercient Emmanuel Hertz (CSME), qui a fait part d'observations précieuses ; et Gérard Vouille, qui a proposé le modèle géométrique retenu pour les calculs numériques et corrigé les erreurs d'une première version. L'étude aurait été impossible sans le soutien de Geoderis.

8. Références bibliographiques

Bérest P., Brouard B., Feuga B. (2004) Abandon des mines de sel : faut-il ennoyer ? Revue Française de Géotechnique, n°106-107, 53-71.

Boidin E. Interactions roches/saumures en contexte d'abandon d'exploitations souterraines de sel. Thèse de doctorat de l'Institut National Polytechnique de Lorraine, février 2007.

Braconnier M.A. (1873 a.b.c.) 1er, 2ème et 3ème rapports de l'ingénieur des mines sur l'effondrement de la mine de sel gemme de Varangéville-Saint Nicolas, non publiés.

DeVries K.L. (2005) Geomechanical Analyses to Determine the Onset of Dilation around Natural Gas storage Caverns in Bedded Salt. Proc. SMRI meeting, Brussels, 132-148.

Feuga B. (2002) Old salt mine at Dieuze (France) revisited 150 years after being abandoned. Proc. SMRI meeting, Chester, 114-128.

Minkley W., Mühlbauer J., Storch G. (2007) Dynamic processes in salt rocks – a general approach for softening processes within the rock matrix and along the bedding planes. Proc. 6th conf. on the mech. beh. of salt.Taylor & Francis, London UK, 295-304.

Salençon J., Matar M. (1982) Capacité portante des fondations circulaires. Journal de Mécanique Théorique et Appliquée, Vol. I, n°2, 237-267.

Vouille G. (1986) Mine de Varangéville, comportement mécanique des marnes du mur en présence de saumure). Rapport R 86/3 de l'Ecole des Mines de Paris pour la CSMSE.

CORRELATION ENTRE PARAMETRES DE TUNNELIERS ET TASSEMENTS DE SURFACE : METHODE DES RESEAUX NEURONAUX

CORRELATION BETWEEN TUNNEL BORING MACHINE PARAMETERS AND GROUND SURFACE SETTLEMENTS – NEURAL NETWORK METHOD.

Rim BOUBOU[1], Fabrice EMERIAULT[1], Emilie VANOUDHEUSDEN[2], Richard KASTNER[1].
1 INSA-Lyon, LGCIE, F-69621 France
2 BRGM, F-45060 France

RÉSUMÉ: Ce papier présente une étude de la corrélation entre paramètres de creusement de tunnel par tunnelier à front pressurisé et tassements de surface par la méthode des réseaux de neurones. L'analyse des données de la ligne B du métro de Toulouse et l'optimisation des résultats fournis par les réseaux de neurones, donnent une bonne approximation des mesures, équivalente à celle obtenue avec une approche statistique.

ABSTRACT: This paper presents the analysis by neural networks of the correlation between tunnel boring machine (TBM) parameters and ground surface settlement. The application to the data collected during the Toulouse subway line B excavation and the optimization of the outcome of the neural network approach gives a good approximation of the in-situ measurements, equivalent to that obtained with a statistical approach.

1. Introduction

La construction des tunnels peu profonds engendre des mouvements dans le sol qui se transmettent vers la surface, particulièrement sous forme de tassement, et qui peuvent affecter les constructions existantes. En général, les approches empiriques et semi empiriques (Peck, 1969) relient le tassement de surface à deux ou trois variables malgré l'effet connu des autres variables. Basée sur les observations de nombreux chantiers de tunnels excavés de manière conventionnelle, la distribution des tassements dans une section transversale à l'axe a été représentée par une courbe de Gauss (Figure 1) qui a l'expression :

$$S(x) = S_{\max} \exp\left(\frac{-x^2}{2i^2}\right) \qquad (1)$$

Où x représente l'abscisse par rapport à l'axe du tunnel, $S(x)$ représente le tassement à la distance horizontale x du centre, S_{max} le tassement maximum au centre de la cuvette, et i l'abscisse du point d'inflexion de la cuvette.

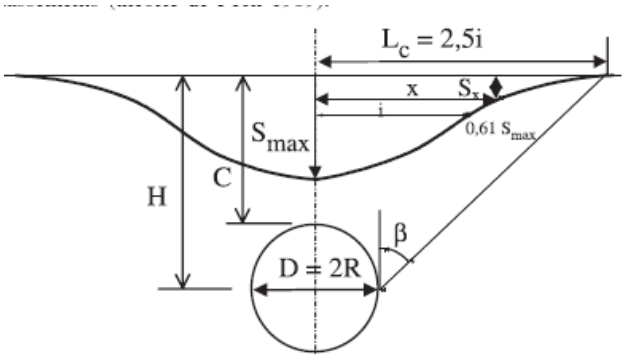


Figure 1. Distribution transversale des tassements, (Peck, 1969).

Les différentes phases de creusement par tunnelier à front pressurisé font intervenir de nombreux paramètres qui affectent la forme et l'amplitude maximale de cette cuvette. Les nouvelles méthodes analytiques ou numériques donnent la possibilité de prendre en compte l'influence de ces différents paramètres sur le tassement. Ces études ont accordé une attention particulière aux paramètres de l'interaction sol – machine. Les pressions appliquées par le tunnelier pendant les différentes phases de confinement et d'injection sont généralement considérées comme les facteurs les plus influents sur le tassement. D'après différents auteurs, l'augmentation de la pression de confinement du front de taille diminue le tassement de surface (Oota et al., 2006 ; Chang et al.,2000). Des observations analogues ont été faites pour la pression d'injection de mortier derrière les voussoirs du tunnel (Shirlaw et al., 2004 ; Suwansawat et Einstein, 2007). Le tassement de surface est influencé aussi par les paramètres de pilotage du tunnelier comme la vitesse d'avancement, la poussée des vérins et les déviations du tunnelier pendant son avancement (Melis et al., 1997). Lier les mouvements du sol à tous ces paramètres augmente l'effort et le temps demandés pour le calcul même avec des outils numériques avancés. Pour résoudre ces difficultés, une approche par réseaux de neurones a été exploitée pour la prédiction des tassements induits par le creusement de tunnels (Neaupane et Adhikari, 2006 ; Yoo et Kim, 2007). Un réseau de neurones est un système capable d'apprendre par l'expérience et d'être appliqué à la prédiction de résultats dans les nouvelles configurations. Il présente l'avantage de pouvoir traiter une quantité très importante de données.

Dans cet article, on analyse le tassement mesuré dans le cas de la ligne B du métro de Toulouse, creusée par tunneliers à front pressurisé. A partir des mesures effectuées sur chantier, on présente la méthodologie proposée par Vanoudheusden (2006) pour l'analyse du tassement par une méthode statistique, puis on teste l'approche par réseaux de neurones pour une étude globale, les résultats des deux approches étant *in fine* comparés à ceux des mesures in situ.

2. Présentation du chantier de la ligne B du métro de Toulouse

La ligne B du métro de Toulouse a été réalisée en 5 lots par trois types différents de tunnelier : tunnelier à pression de terre pour les lots 2 et 5; à pression de boue pour le lot 4 ; et le lot 3 par un tunnelier à pression d'air. La longueur totale excavée par ces tunneliers est de 12,6 km avec un diamètre d'excavation de 5,3 m pour le lot 3 et de 7.8 m pour les autres lots. La couverture de terrain varie entre 1.2 et 2.8 diamètres. Le tracé du tunnel traverse des formations molassiques essentiellement composées d'argile dure avec une importante existence de lentilles de sable. Les

campagnes de reconnaissance géologiques ont montré un caractère surconsolidé de ces formations avec une valeur de K_0 supérieure à 1. Le projet de recherche METROTOUL a permis de construire une base de données des mouvements du sol mesurés sur l'ensemble des lots ainsi que des paramètres de fonctionnement des différents tunneliers utilisés sur chantier. Un nombre important des paramètres a été enregistrées (jusqu'à 150 paramètres pour le lot 2 par exemple). Pour notre étude menée sur le lot 2 on ne retient que les 10 paramètres indiqués par Vanoudheusden (2006) comme étant les plus influents sur le tassement de surface. Ces paramètres sont les suivants : vitesse d'avancement, pression de confinement du front, pression moyenne d'injection de mortier, volume de mortier injecté, pression de la roue de coupe, poussée totale des vérins de poussée, temps mis pour réaliser l'ensemble d'un anneau (excavation + pose des voussoirs), paramètres de guidage horizontal et vertical du tunnelier (*Diffdh* et *Diffdv*) et énergie d'abattage. Pour lier ces paramètres aux mouvements du sol, ces derniers ont été suivis pendant les différentes phases de fonctionnement du tunnelier. Pour la mesure de tassement de surface, des repères de nivellement ont été implantés suivant des profils transversaux positionnés chaque 30 m le long du tracé du tunnel. Chaque profil est constitué de 5 points situés sur le terrain ou sur les bâtiments proches du tunnel. Les relevés de tassement ont été compilés entre -20 m et 50 m après le passage du tunnelier. L'observation de la distribution des déplacements dans une section transversale montre différentes formes de la cuvette de déplacements. On distingue à partir des mesures effectuées sur le lot 2 (Figure 2): des zones où l'ensemble des déplacements sont des tassements représentant une cuvette de Gauss (zone de tassement pur), des zones où l'on observe des tassements loin de l'axe et des soulèvements au niveau de l'axe du tunnel (zone de soulèvement au centre) et des zones qui n'ont pas un comportement clair. L'analyse de tassement sera effectuée sur les mouvements mesurés sur les bâtiments, ceux-ci s'étant avérés plus précis que ceux mesurés sur chaussées, compte tenu de la faible amplitude de ces derniers.

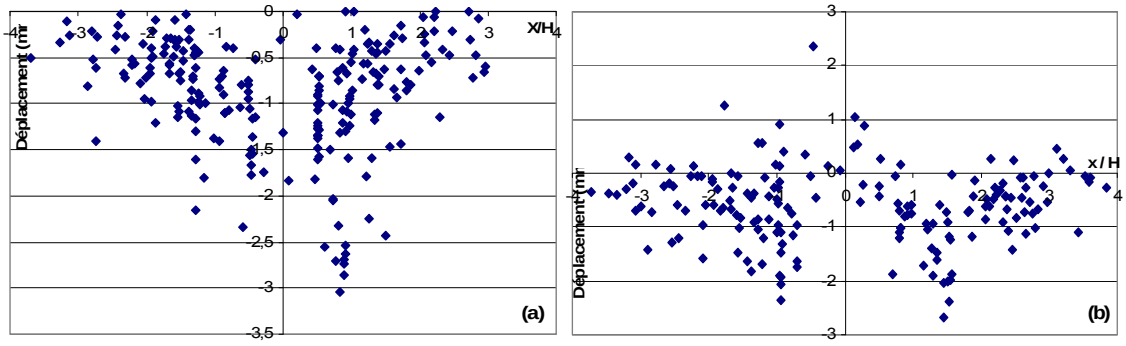


Figure 2. Deux zones de déplacements: a- tassement pur, b- soulèvement au centre.

3. Analyse du tassement – méthode statistique

Basée sur la cuvette de tassement définie par Peck (1969), une relation entre le tassement et les paramètres du tunnelier P_i a été proposée par Vanoudheusden (2006) sous la forme d'une combinaison linéaire :

$$Depl = \frac{1}{K_1 Z_0}\exp\left(\frac{-x^2}{2K_1^2 z_0^2}\right)\left(\alpha_0 + \alpha_1 \overline{P_1}\right) - \frac{1}{K_2 Z_0}\exp\left(\frac{-x^2}{2K_2{}^2 Z_0{}^2}\right)\left(\beta_0 + \beta_2 \overline{P_2} + \beta_3 \overline{P_3}\right) \qquad (2)$$

Où K_i est le facteur qui lie la profondeur de l'axe du tunnel Z_0 à i abscisse du point d'inflexion (cf. relation (1)) : $i=K_i Z_0$, α_i, β_i : coefficients multiplicateurs constants des paramètres P_i. Les coefficients K_i, α_i, β_i sont déterminés par une méthode d'approximation des moindres carrées non linéaire. La détermination des paramètres les plus influents sur le tassement a été effectuée par une procédure d'élimination (tableau I), basée sur l'utilisation du coefficient de détermination R^2 qui exprime la pertinence des déplacements calculés par la relation (2). L'élimination successive des paramètres donne une valeur maximale de R^2 qui représente le paramètre le moins influent sur la prédiction des déplacements. L'application de cette méthodologie sur la zone de tassement pur, à partir des 10 paramètres retenus initialement, montre que la vitesse d'avancement du tunnelier P_1 est le paramètre dominant sur le tassement. Deux autres paramètres apparaissent dans l'étude globale effectuée sur l'ensemble des points des deux zones de déplacements, P_2 : la pression de la roue de coupe et P_3 : le paramètre de déviation verticale du tunnelier *Diffdv*. L'influence de ces trois paramètres est similaire qualitativement : plus ces paramètres ont des valeurs importantes, plus les tassements sont faibles.

Tableau I. Procédure d'élimination proposée par (Vanoudheusden et al., 2007).

Relation	P_1	P_2	P_3	P_4	R^2
A	x	x	x	x	0,58
B1		x	x	x	0,45
B2	x		x	x	0,55
B3	x	x	▼	x	**0,57**
B4	x	x	x		0,49
C1		x		x	0,44
C2	x			x	0,47
C3	x	x		▼	**0,55**

Cette étude a été effectuée sur 432 points de mesure, en prenant 40 % des points pour la recherche des paramètres P_i et de leurs coefficients α_i ou β_i de la relation (2), qui était vérifiée par la suite sur l'ensemble des points. Le calcul des déplacements donne une bonne prédiction des valeurs mesurées sur les deux zones.

4. Analyse de tassement par la méthode des réseaux de neurones

Un réseau de neurones est un assemblage d'éléments identiques appelés neurones qui forment trois types de couches : entrée, cachée, sortie. Pour définir l'architecture d'un réseaux de neurones, il faut définir la taille du réseau (le nombre total de couches et de neurones), la structure du réseau (le type des couches et d'interconnexion entre les neurones) et les fonctions de transfert. Le fonctionnement d'un réseau repose sur deux étapes: une étape d'apprentissage (à partir d'un ensemble de données d'apprentissage), et une étape de validation (à partir d'un autre ensemble de validation, indépendant de celui d'apprentissage). Il convient de souligner que, contrairement à l'approche statistique l'approche en réseau de neurones ne suppose aucune hypothèse sur la forme de la cuvette de tassement.

Notre base de données comporte en tout 432 points dont 60% sont des points de la zone « tassement pur » et 40% correspondent à la zone « soulèvement au centre ». On utilise 60% de ces points pour la phase d'entraînement du réseau et 40% pour la phase de validation (en gardant le même pourcentage des points de deux zones pour chaque phase). L'examen de plusieurs architectures a donné les meil-

leurs résultats avec : une couche linéaire d'entrée avec 10 neurones (les paramètres du tunnelier), deux couches cachées de type sigmoïde avec 7 neurones dans chacune, et une dernière couche sigmoïde de sortie avec une seule sortie : le tassement prédit. Pour évaluer la performance du réseau, on calcule la valeur de RMSE (Root Mean Square Error) qui exprime l'erreur commise sur chaque phase. Afin de mieux juger les résultats, on représente cette valeur en pourcentage :

$$RMSE\% = \frac{RMSE(mm)}{\sqrt{\frac{\sum S^2}{N}}} \qquad (3)$$

Avec S: valeur mesurée des déplacements, N: nombre de valeurs. Le premier calcul effectué sur 170 points de validation (avec 10 paramètres), a donné une valeur de RMSE de11.52% (Figure 3-a). On remarque que les déplacements calculés représentent un nuage de points qui est loin d'une forme de courbe de Gauss. On a construit alors, pour un point de mesure donné, la cuvette transversale correspondante en fixant tous les paramètres du tunnelier aux valeurs mesurées pour ce point, et en faisant varier X /H sur une plage importante (Figure 3-b). Les déplacements calculés forment une cuvette plate avec 0.5 mm de tassement, ce qui montre que le réseau n'a pas trouvé la bonne approximation pour calculer le tassement dans un point référence pour lequel 1 mm de tassement a été observé.

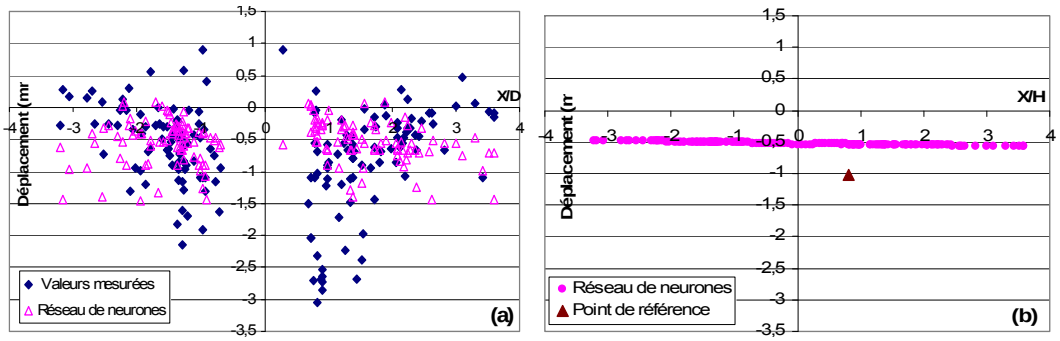


Figure 3. a- Déplacements mesurés et calculés, b- La forme de la cuvette.

Etant donné l'effet important des incertitudes de mesure (environ 0,5 mm) sur les tassements faibles, en particulier pour des distances à l'axe |X /H| > 1,5, on a modifié les données d'entraînement pour forcer la convergence vers un tassement nul à forte distance de l'axe :

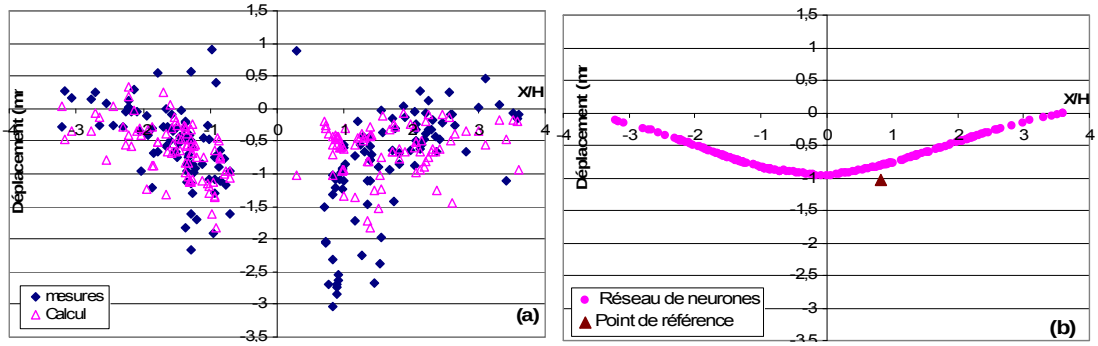
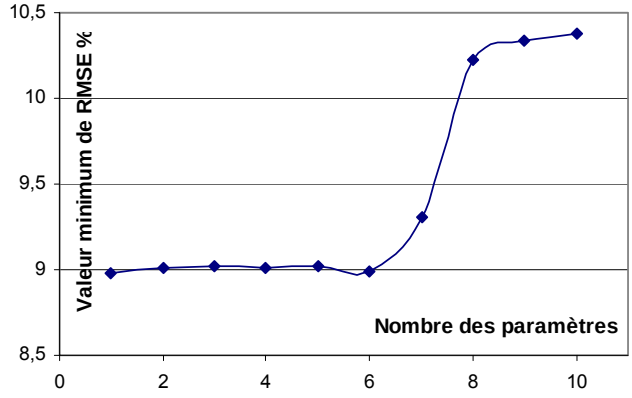


Figure 4. a- a- Déplacements mesurés et calculés, b- La forme de la cuvette.

Ainsi, on ajoute pour chaque point hors de l'intervalle ±1.5 X/H, un point de coordonnées X/H= ± 4, un déplacement nul et les mêmes valeurs des paramètres de tunnelier. Entraîné avec 377 points, le réseau donne une valeur 10.38% de RMSE de validation (Figure 4-a). Les déplacements calculés pour un point de référence (Figure 4-b) représentent une courbe ayant l'allure d'une courbe de Gauss avec un tassement maximum de 0.93 mm pour 1 mm mesuré dans ce point.

Cette procédure d'entraînement s'avérant bien adaptée pour la prédiction de tassement, on l'adopte alors pour effectuer les prochaines applications. Cette première approche ayant utilisé 10 paramètres, on se propose de les classer selon leurs influences sur les déplacements, et suivant la même procédure d'élimination des paramètres mentionnée dans le paragraphe 3. Dans cette application, on procède à la suppression successive des paramètres en utilisant les valeurs de RMSE pour caractériser les résultats. On élimine alors à chaque étape le paramètre qui, par son élimination, dégrade le moins (voire qui améliore) la valeur de RMSE. Partant avec 10 paramètres on a trouvé que l'élimination jusqu'à 6 paramètres diminue la valeur de RMSE et que celle-ci reste constante par la suite à une valeur de 9% (Figure 5).



N	Paramètre
1	Volume injecté
2	*Diffdh*
3	Energie d'abattage
4	Temps anneau
5	*Diffdv*
6	Poussée des vérins
7	Pression de la roue de coupe
8	Pression de confinement
9	Pression d'injection
10	Vitesse d'avancement

Figure 5. Variation de la valeur de RMSE en fonction de nombre des paramètres avec un classement des paramètres selon leur importance croissante (Tableau II).

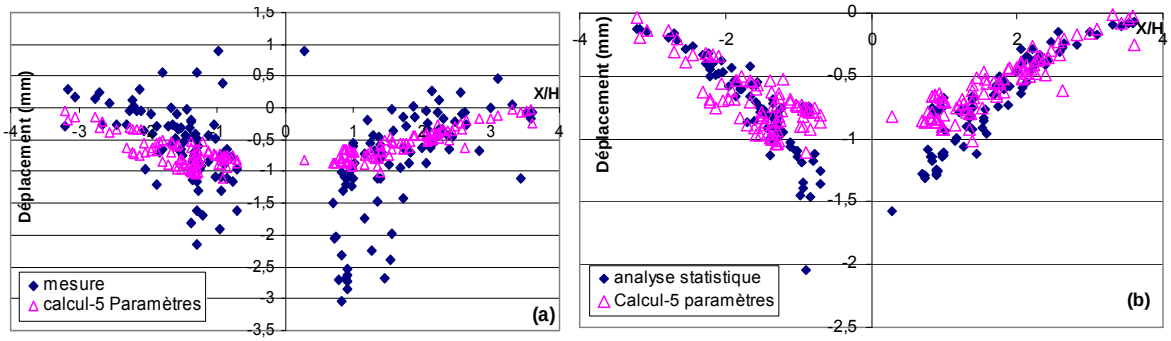


Figure 6. Calcul avec 5 paramètres comparés au : a- mesure, b- analyse statistique.

D'après cette analyse on trouve qu'avec 5 paramètres on peut avoir une valeur optimale de RMSE. Basé donc sur notre classification et les résultats de l'analyse statistique, on a choisi les paramètres suivants pour l'analyse du tassement : vitesse d'avancement du tunnelier, pression d'injection, pression de confinement, pression de la roue de coupe, *Diffdv*. Les déplacements calculés avec 5 paramètres montre une bonne approximation des valeurs mesurées (figure 6-a). Ces résultats sont simi-

laires à ceux de l'approche statistique mais correspondent à une cuvette moins profonde dans le cas des réseaux de neurones (Figure 6-b).Les courbes Gauss calculées par les différentes approches (Figure 7-a) donnent une valeur de i =1.8H, S_{max}=-0.83 mm (calcul avec 5 paramètres), i=1.8H, S_{max}= -1.4 mm (approche statistique). L'histogramme des écarts calcul –mesure montre une distribution gaussienne (Figure 7-b). On voit que les résultats issus du calcul avec 5 paramètres sont de qualité identique à ceux de l'analyse statistique.

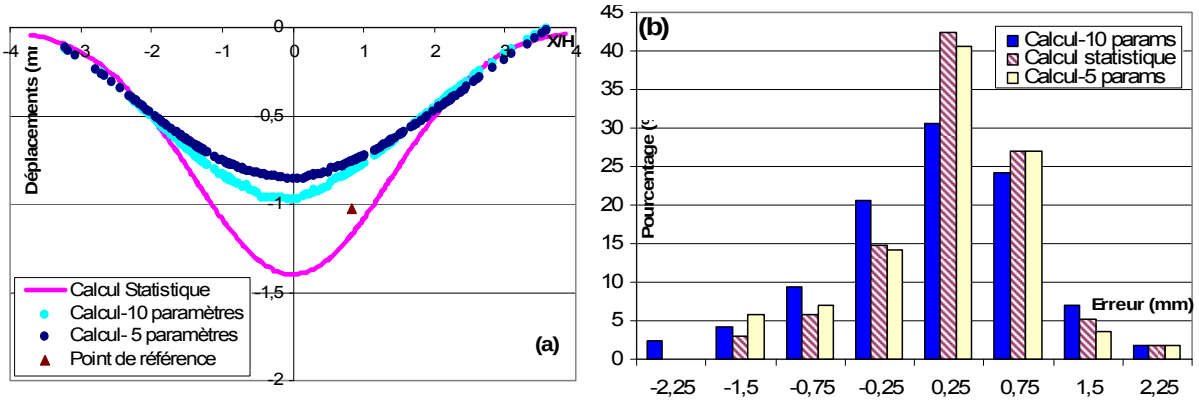


Figure 7. a- Courbes de Gauss calculées par les différentes approches, b- Histogramme des différences entre les valeurs mesurées et les valeurs calculées.

À l'issue de cette analyse, on constate que notre réseau est bien adapté au calcul du tassement de surface en fonction des paramètres du tunnelier, par contre il est incapable de prédire le soulèvement qui était observé au centre. Une explication simple est que dans les 40% de points situés dans la zone « soulèvement au centre » il n'y avait pas assez de points au niveau de l'axe de tunnel pour l'entraînement et la validation du réseau.

L'étude paramétrique effectuée sur les 5 paramètres les plus importants a montré un accord avec les résultats trouvés par l'analyse statistique pour 4 d'entre eux :

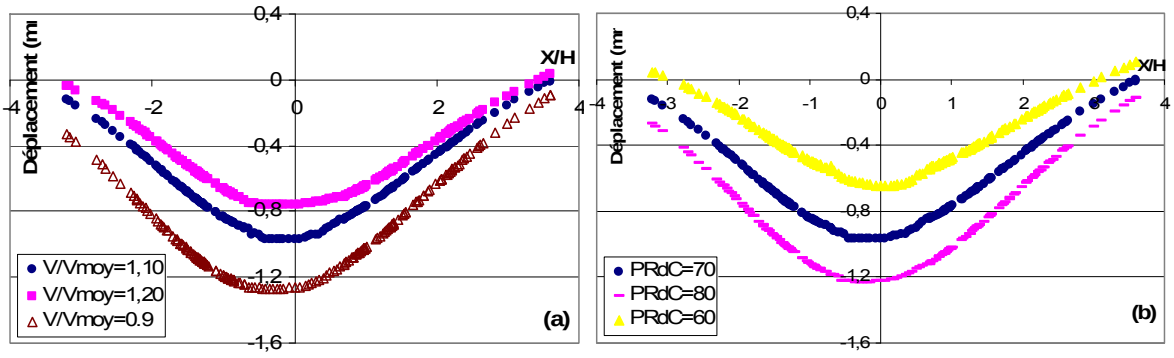


Figure 8. Etude paramétrique a- Vitesse d'avancement, b- Pression de la roue de coupe.

L'augmentation de la vitesse d'avancement du tunnelier (Figure 8-a) diminue le tassement de surface (même résultat pour la pression de confinement, la pression d'injection et *Diffdv*). En revanche, l'augmentation de la pression de la roue de coupe entraîne une aggravation du tassement de surface (Figure 8-b). Dans l'analyse sta-

tistique, les résultats obtenus incitaient à lier la pression sur la roue de coupe à un bon remplissage de la chambre d'abattage et donc à une diminution de tassement.

5. Conclusion

Deux approches ont été utilisées pour l'analyse des déplacements mesurés sur le lot 2 de la ligne B du métro de Toulouse qui a été creusé par un tunnelier à pression de terre. L'analyse statistique, faisant l'hypothèse d'une cuvette de tassement gaussienne, a relié le tassement à trois paramètres principaux. De manière analogue, mais sans hypothèse a priori sur la cuvette, une approche par réseaux de neurones a été employée et a fourni une bonne prédiction des tassements mesurés avec 5 paramètres. La comparaison entre les deux approches a montré qu'elles fournissent une évaluation des déplacements mesurés de même qualité. Une étude paramétrique effectuée par le réseau de neurones a donné la possibilité d'analyser l'effet des différents paramètres sur le tassement de surface. La procédure mise au point pour le réseau de neurones peut être appliquée pour l'analyse d'autre cas de travaux de creusement par tunnelier dans d'autres contextes géologiques et avec d'autres types de tunnelier, le cas de référence utilisé ici pouvant être considéré comme critique, étant donné les faibles valeurs de tassements observées.

6. Références:

Chang C.T., Wang J.J., Chen Y.W. (2000) Factors influencing the ground loss due to tunnels driven by EPB shield, Geotechnical aspects of underground construction in soft ground. Amsterdam, 209-212.

Melis M., Arnaiz M., Oteo C.S., Mendana F. (1997) Ground displacements in Madrid soils due to tunnel excavation with earth pressure TBM. Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Hamburg, 1433-1436.

Neaupane K.M., Adhikari N.R. (2007) Prediction of tunneling-induced ground movement with the multi-layer perceptron. Tunnelling and Underground Space Technology (21), 151–159.

Oota H., Nishizawa K., Hashimoto T., Nagaya J. (2006) Prediction of shield tunnelling influences on ground deformation based on the construction process. Geotech. aspects of underground construction in soft ground. London, 275-281.

Peck R.B., (1969) Deep excavations and tunnelling in soft ground. Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Mexico, 225-290.

Shirlaw J.N., Richards D.P., Ramon P., Longchamp P. (2004) Recent experience in automatic tail void grouting with soft ground tunnel boring machines. Proc. ITA. Singapore.

Suwansawat S., Einstein H.H. (2007) Describing settlement troughs over twin tunnels using a superposition technique. J Geotech Geoenviron Eng. 133 (4), 455-468.

Yoo C., Joo-Mi K. (2007) Tunneling performance prediction using an integrated GIS and neural network. Computers and Geotechnics (34), 19–30.

Vanoudheusden E. (2006) Impact de la construction des tunnels urbains sur les mouvements de sol et le bâti existant, Incidence du mode de pressurisation du front. Thèse de doctorat, INSA-Lyon, 294 pages.

Vanoudheusden E., Emeriault F., Kastner R., Robert J. (2007) Corrélation entre paramètres de creusement de tunneliers à front pressurisé et tassements de surface – Application au cas de la ligne B du métro de Toulouse. XIV Eur. Conf. Soil Mech. & Geotech. Eng. Madrid, Espagne, 1039-1045.

PROJET NATIONAL ASIRI : EXPERIMENTATION EN VRAIE GRANDEUR SOUS REMBLAI

NATIONAL PROJECT ASIRI : FULL-SCALE EXPERIMENTATION OF PILED EMBANKMENT

Laurent BRIANÇON [(1)], Guillaume FAUCHEUX[(1)], Johan ANDROMEDA[(2)]
[(1)] *Cnam – Chaire de Géotechnique, Paris, France*
[(2)] *Ménard, Nozay, France*

RÉSUMÉ – Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides est une technique couramment employée mais encore complexe à dimensionner. Le projet national A.S.I.RI. a été initié pour améliorer les connaissances dans ce domaine et proposer des règles de mise en œuvre et de dimensionnement. Un chantier expérimental en vraie grandeur sous remblai a été réalisé dans ce cadre.

ABSTRACT – Ground improvement by piles-supported load transfer platform system is usually used, but complex to design. The French national project (ASIRI) has been launched to promote a design and construction guideline of piled embankment. A full-scale experiment of piled embankment was carried out within this framework.

1. Introduction

Le renforcement des sols compressibles par inclusions verticales rigides est une technique courante. Cependant, les quelques méthodes de dimensionnement existantes ne prennent pas en compte toute la complexité des mécanismes développés dans ces ouvrages renforcés (Briançon et al., 2004) : différents modes de transfert de charge sont proposés, la réaction du sol est rarement prise en compte, le rôle joué par les nappes géosynthétiques disposées dans la plate-forme de transfert de charge n'est pas clairement identifié…

A partir de ce constat, un projet national français A.S.I.RI. (Amélioration des Sols par Inclusions Rigides) a été initié pour améliorer les connaissances sur le renforcement par inclusions rigides verticales et proposer des règles de mise en œuvre et de dimensionnement.

Dans le cadre de ce projet, une expérimentation en vraie grandeur sous remblai a été réalisée. Quatre plots expérimentaux présentant différentes variantes de renforcement ont été testés sous un remblai de 5m de hauteur. Une instrumentation très complète a été mise en place. L'ensemble des mesures a validé l'efficacité du renforcement par inclusions rigides et a permis d'identifier les mécanismes de transfert de charge.

2. Site expérimental

2.1. Contexte

Cette expérimentation en vraie grandeur de renforcement de remblais sur sol compressible par inclusions rigides a été conduite par la chaire de géotechnique du

Cnam qui a coordonné les actions, assuré l'instrumentation et le suivi du chantier avec les partenaires du projet national A.S.I.RI.

Cette expérimentation s'est déroulée de juillet 2007 à fin janvier 2008 sur un terrain situé en région parisienne et mis à la disposition du projet par le Conseil général de Seine & Marne en attente de l'aménagement de la liaison sud de Chelles.

2.2. Caractérisation du sol en place

Différents sondages (Figure 1) ont été réalisés pour déterminer l'épaisseur de la couche compressible et la caractériser : 8 essais pénétrométriques statiques (PS), 2 sondages carottés (SC).

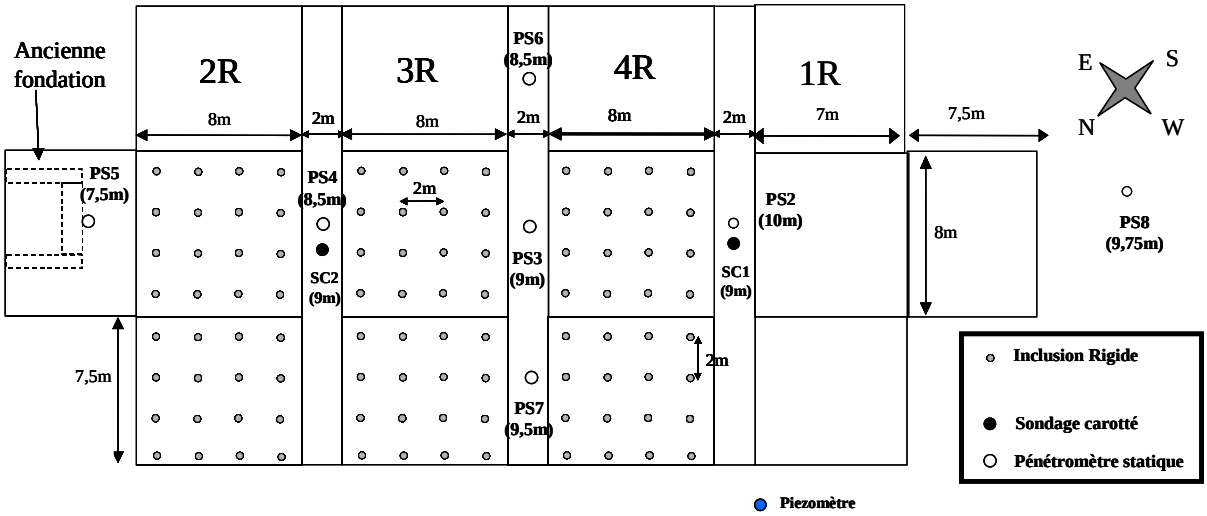
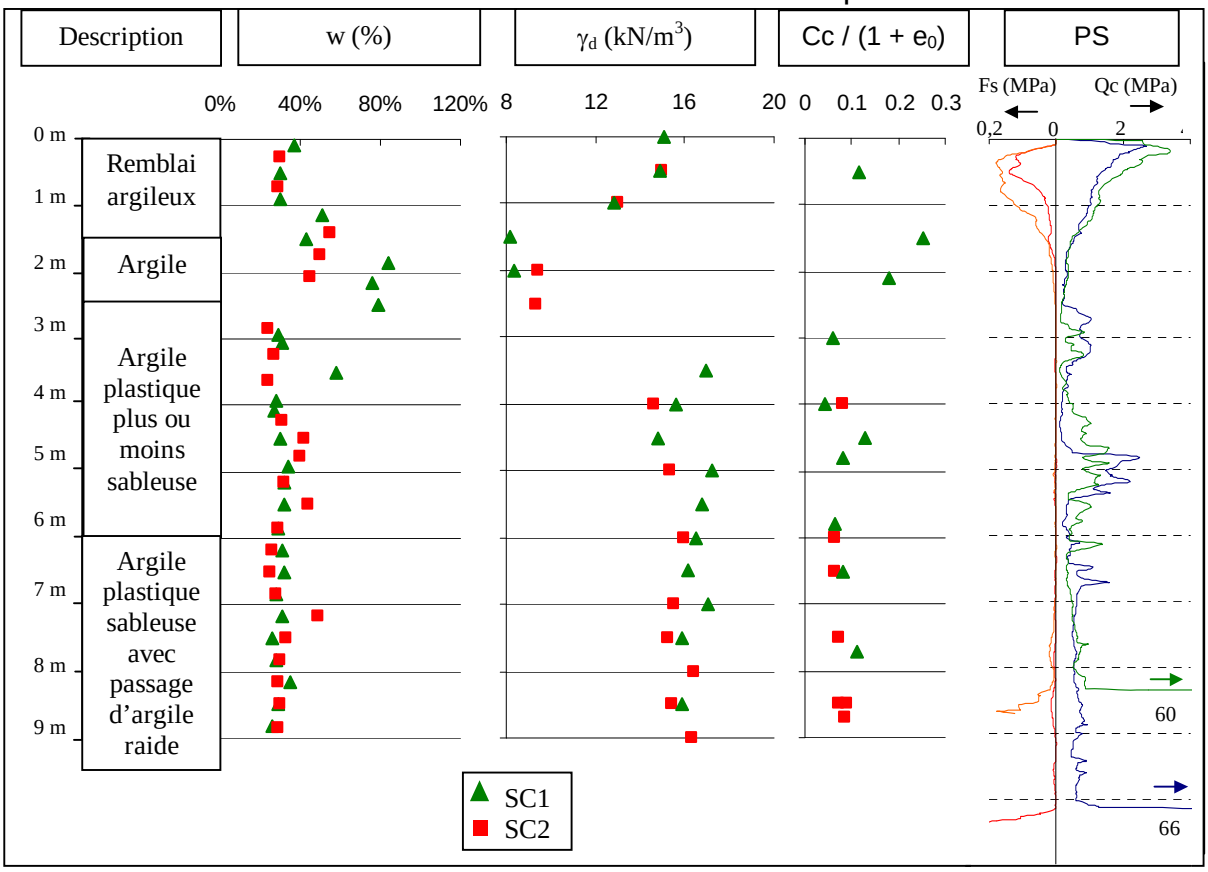


Figure 1. Implantation des inclusions rigides et des sondages

Tableau I. Caractérisation du sol en place



La hauteur de la nappe a été contrôlée à l'aide d'un piézomètre et se situe à -2 m. L'épaisseur de la couche compressible varie entre 8 m et 10,5 m sous la zone expérimentale. Le sol prélevé à partir des deux sondages carottés a été utilisé pour des essais de caractérisation et des essais de compressibilité (Tableau I).

Le sol en place est homogène et présente une compressibilité moyenne (Cc/(1+e0) variant de 0,1 à 0,25). Des essais de laboratoire ont permis d'identifier une argile peu plastique plus ou moins sableuse.

3. Plots expérimentaux

3.1. Description

Quatre remblais expérimentaux de 5 m de hauteur ont été mis en œuvre sur ce site (Figure 2) :

- plot 1R de référence non renforcé par inclusions rigides,
- plot 2R renforcé par inclusions rigides,
- plot 3R renforcé par inclusions rigides et par une nappe géotextile à la base du remblai,
- plot 4R renforcé par inclusions rigides et par deux géogrilles à la base du remblai.

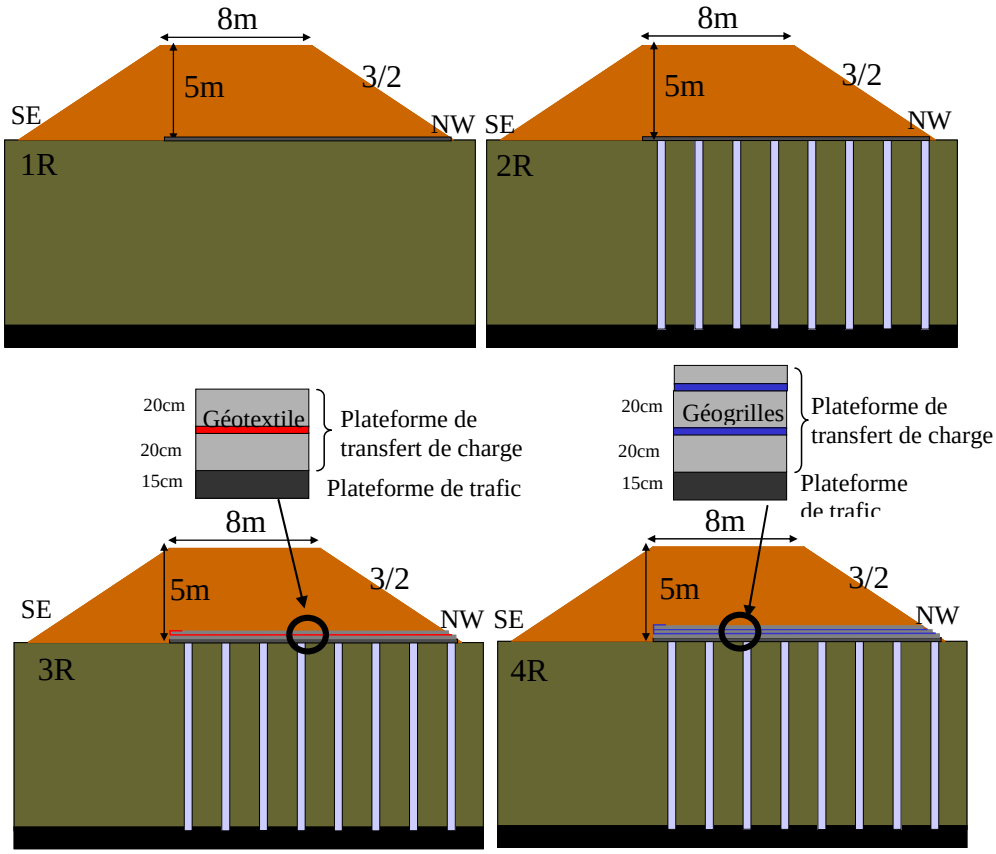


Figure 2. Descriptions des quatre plots expérimentaux

Chaque plot est constitué du corps du remblai de 64 m² et de deux talus de pente 3/2. Les quatre plots sont alignés dans un axe NE-SW. Les plots sont distants de 2 m. Les plots 1R et 2R disposent d'un troisième talus dans l'axe NE-SW de pente 3/2. Seuls les talus NW des plots sont renforcés par inclusions rigides. L'instrumentation a été installée sous le corps du remblai et les talus NW.

Les trois plots renforcés par inclusions rigides contiennent 16 inclusions chacun sous le corps de remblai et 16 inclusions sous le talus renforcé. Les inclusions forment un maillage carré de 2 m de côté (Figure 1).

3.2. Réalisation

Après retrait de la couche végétale, une plateforme de trafic de 15 cm d'épaisseur a été mise en place sur la zone de circulation de la foreuse réalisant les inclusions rigides et sur le plot 1R. Chaque plot présente des variations de niveau de surface inférieures à 10 cm. Le matériau utilisé pour cette plate-forme est une grave roulée 0-70.

La société Keller a réalisé les inclusions rigides refoulantes de 38 cm de diamètre et recepées à la base de la plate-forme de trafic. Le béton utilisé présente une résistance à la compression égale à 35 MPa. Chaque inclusion rigide est ancrée d'une trentaine de centimètre dans la couche de sol dur.

Seuls les plots 3R et 4R bénéficient d'une plateforme de transfert de charge spécifique. La plate-forme de transfert de charge du plot 3R est constituée des 15 cm du matériau de la plate-forme de trafic, de 20 cm de grave industrielle primaire 0/31,5 recyclée mixte (déconstruction chaussée et béton) compactée, assimilée B41 dans la classification GTR (noté G_{F71}), d'une nappe géotextile TenCate Rock Pec 75/75 et de 20 cm de grave G_{F71}. La plate-forme de transfert de charge du plot 4R est constituée des 15 cm du matériau de la plate-forme de trafic, de 20 cm de grave G_{F71}, d'une géogrille inférieure Miragrid 55/55, de 20 cm de grave G_{F71}, d'une géogrille supérieure Miragrid 55/55 et de 10 cm de grave G_{F71}.

Le matériau de remblai est un marno-calcaire. Le remblai, d'une hauteur totale de 5 m, a été mis en œuvre en trois semaines par couches successives de 30 cm compactées (fin du remblaiement le 19/09/07). Le poids volumique humide de 19 kN/m^3 (pour une teneur en eau moyenne de 27,6 %) a été déterminé in situ au gamma-densimètre.

3.3. Instrumentation

Plus de 70 capteurs ont été mis en place sur les quatre plots expérimentaux. seuls les mécanismes sous les remblais des plots 1R et 2R sont analyses dans cette communication

. L'instrumentation du plot 2R au niveau des têtes d'inclusions rigides (Figure 3) est constituée de :

- 1 tassomètre magnétique en forage (TM1) composé de 4 bagues positionnées au niveau de la base du remblai (0 m), -2 m, -5 m et -8 m ;
- 1 capteur de pression interstitielle (CPI1) localisé à -6 m ;
- 4 capteurs de pression totale circulaires. Les capteurs CPT1, CPT2 et CPT3 sont au niveau des têtes d'inclusions, le capteur CPT4 est à 50 cm de profondeur de la tête de l'IR n°31 ;
- 9 transducteurs (T1 à T9) permettant d'obtenir les profils de tassement sur la diagonale et sur un côté de la maille centrale.

L'instrumentation du plot 1R à la base du remblai est constituée de :

- 1 tassomètre magnétique en forage (TM2) composé de 4 bagues positionnées au niveau de la base du remblai (0 m)i, -2m, -5m et -8m ;
- 1 capteur de pression interstitielle (CPI2) localisé à -6 m ;
- 1 capteur de pression totale circulaire CPT15 au niveau du terrain naturel ;
- 2 transducteurs (T35 et T36) permettant de suivre le tassement sous le remblai.

Des mesures en continu ont été effectuées jusqu'au 31 août 2007, pendant la montée du remblai. Ensuite, des mesures ponctuelles ont été réalisées quotidiennement puis 2 fois par semaine jusqu'en janvier 2008.

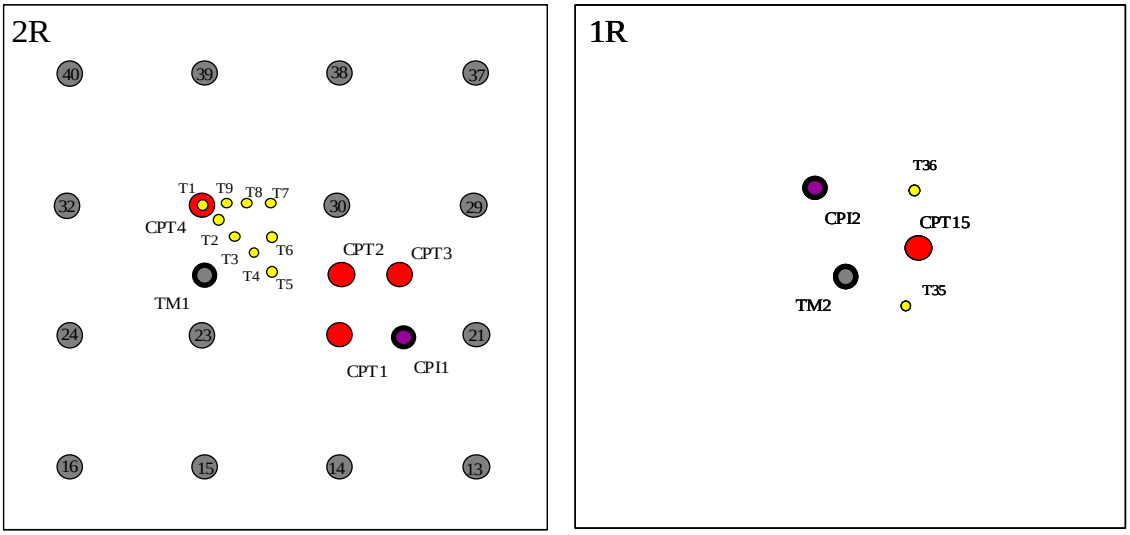


Figure 3. Instrumentation des plots 2R et 1R

4. Mesures et analyse

4.1. Tassement du sol

Les mesures du tassement, au niveau du terrain naturel, par les transducteurs et la première bague magnétique des deux tassomètres mettent en évidence une très bonne concordance des instruments de mesure (Figure 4). Le plot non renforcé atteint un tassement de 23 à 26 cm. Le tassement du plot renforcé est significativement réduit de près de 60 % à la base du remblai. Cette réduction de tassement est aussi observée en profondeur : 70 % à -2 m et 80 % à -5 m.

Le renforcement n'accélère pas, dans le cas présent, le temps de tassement qui est déjà très court pour le plot non renforcé.

4.2. Profil des tassements à la base du remblai

Le tassement de l'inclusion est de l'ordre de 5 mm. Le tassement du sol présente un profil très plat jusqu'environ 20 cm de la périphérie de l'inclusion (Figure 5). Dans cette zone proche de l'inclusion, nous ne pouvons pas définir le profil exact car il n'y a qu'un capteur positionné à 10 cm de la périphérie de l'inclusion. Toutefois, la comparaison du différentiel de tassement entre deux capteurs consécutifs (Figure 6) met en évidence les mécanismes de tassement au cours du transfert de charge.

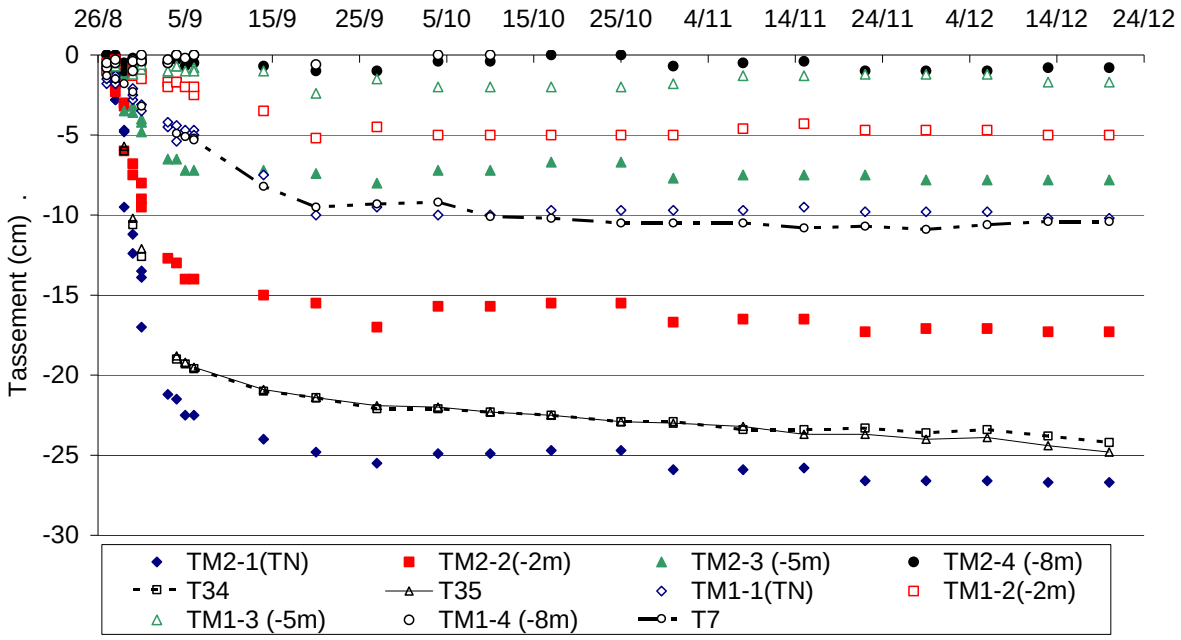


Figure 4. Mesure du tassement du sol

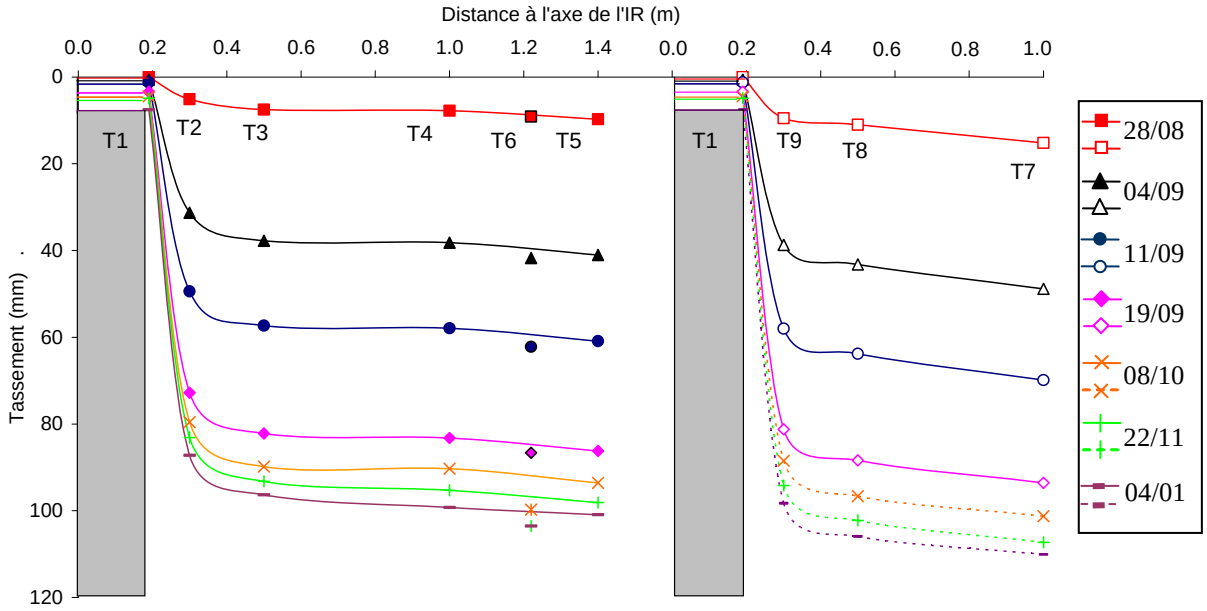


Figure 5. Profil du tassement du plot 2R

Les capteurs T3, T4 et T5 tassent uniformément pendant et après le chargement. Il y a un phénomène d'accrochage du sol sur l'inclusion lors de la mise en œuvre du remblai (les capteurs T3 et T8 tassent plus que les capteurs T2 et T9). A la fin du chargement, ce phénomène d'accrochage disparait puisque tous les capteurs tassent uniformément (Figure 6).

Le tassement se stabilise au bout de 4 mois. Le côté d'une maille tasse plus que sa diagonale, cette différence de tassement se produit pendant la phase de chargement, après quoi, le tassement s'homogénéise (Figure 6).

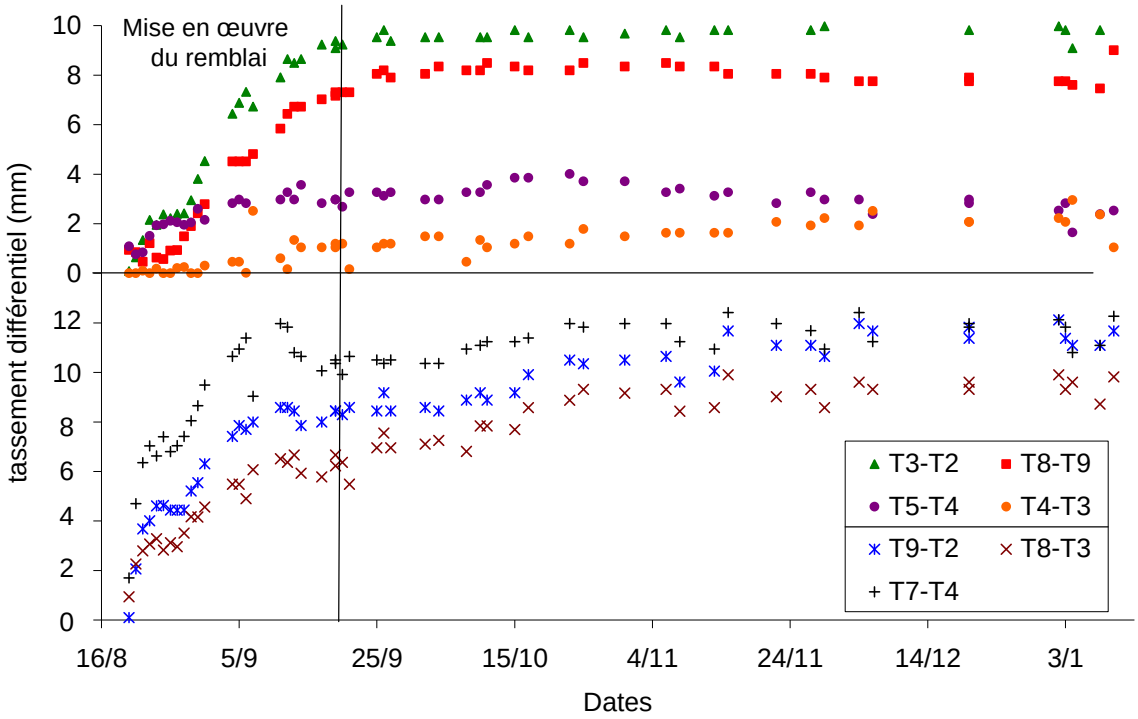


Figure 6. Mesure du tassement différentiel entre différents capteurs

4.3. Transfert de charge

Le transfert de charge vers les têtes d'inclusions se fait en grande partie pendant la mise en œuvre du remblai puisque 97 % de la charge finale est appliquée sur les têtes à la fin du chargement. Les deux capteurs positionnés sur le sol à la base du remblai du plot 2R mesurent la même contrainte (Figure 7). Au niveau de la tête d'inclusion, la contrainte mesurée (= 570 kPa) est très inférieure à la valeur représentant un report de charge total de la maille (= 3350 kPa) sur l'inclusion. Cette contrainte augmente rapidement en profondeur (= 930 kPa à 50 cm de la tête d'inclusions). Le faible report de charge peut s'expliquer par l'absence de plate-forme de transfert de charge granulaire à la base du remblai et par la technique de mise en œuvre des inclusions rigides. En effet le refoulement du sol peut améliorer le sol à proximité de l'inclusion, le transfert de charge s'applique alors à une section supérieure à celle de l'inclusion. Les moyens de mesures (capteur de même section que la tête) ne permettent pas d'apprécier exactement la distribution de contrainte et peuvent sous-estimer le report de charge réel.

Les deux capteurs de pression interstitielle CPI1 et CPI2 sont très peu affectés lors de la montée du remblai. Le caractère assez sableux de l'argile peut expliquer cette absence d'augmentation de pression interstitielle.

L'efficacité du plot 2R (E_{2R} = 17 %) est très inférieure à celle calculée dans le cas des plots 3R et 4R bénéficiant d'une plate-forme de transfert de charge (E_{3R} = 88 %, E_{4R} = 75 %), même si dans le cas présent la présence d'un remblai argileux existant à la base du remblai associé à la couche de trafic a permis un transfert de charge vers les inclusions par frottement et a ainsi diminué et stabilisé le tassement par rapport au plot non renforcé.

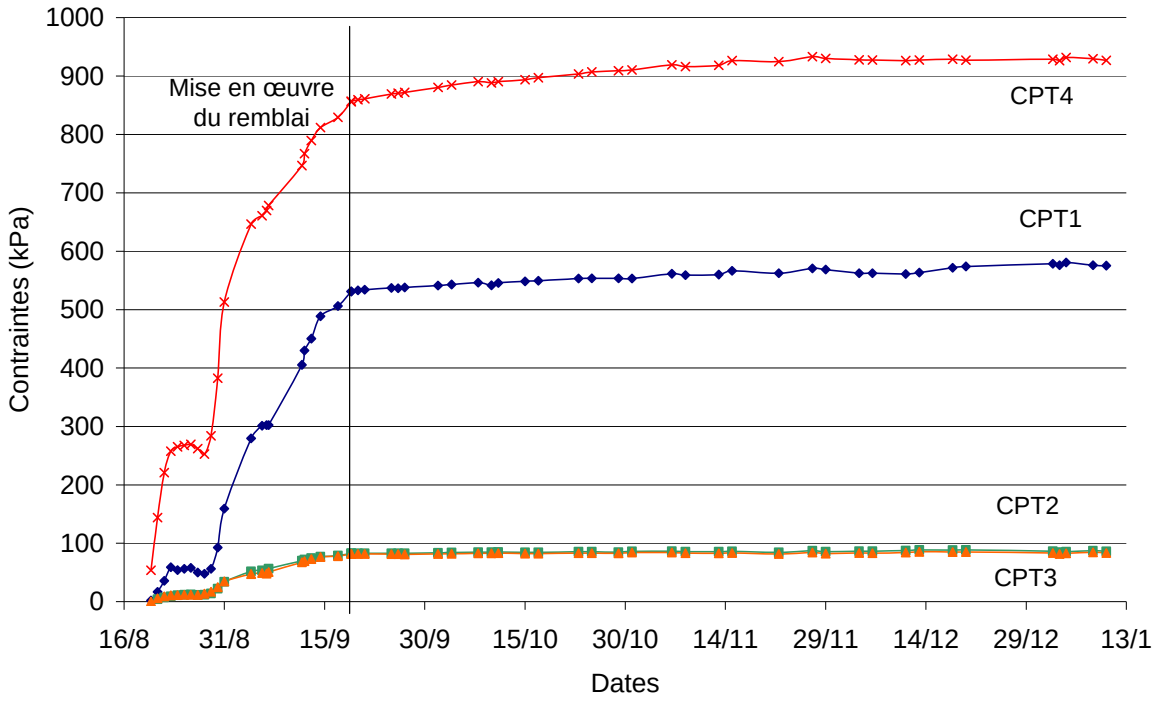


Figure 7. Mesure des contraintes dans le plot 2R

5. Conclusions

Dans le cadre du projet national A.S.I.RI., une expérimentation en vraie grandeur sous remblai renforcé par inclusions rigides a été réalisée. L'ensemble des mesures a permis d'améliorer les connaissances sur les mécanismes de transfert de charge et sur le profil des tassements. L'importance de la présence d'une plate-forme de transfert de charge a été démontrée bien que le dispositif semble efficace en son absence, en termes de tassement, lorsque le sol en place combiné à la plateforme de trafic présente une couche superficielle d'assez bonne qualité pour assurer un transfert de charge par frottement.

6. Remerciements

Les auteurs remercient les différents partenaires du projet national A.S.I.RI. : Fondasol, IREX, Keller, LCPC, Scétauroute, Socotec, Tencate Geosynthetics pour leur participation active à cette expérimentation en vraie grandeur, le Conseil Général de Seine et Marne pour le prêt du site ainsi que le Réseau Génie Civil et Urbain et la DRAST pour leur soutien.

7. Références bibliographiques

Briançon L., Kastner R., Simon B. and Dias D. (2004) Le renforcement des sols par inclusions rigides. Proc. of the International symposium on Ground Improvement (ASEP-GI), Paris, France, 2004, 15-44.

CINETIQUES DE SORPTION DU CO_2 DANS LE CADRE DU STOCKAGE GEOLOGIQUE DU CO_2 DANS LE CHARBON

KINETIC PROCESSES OF CO_2 SORPTION FOR CO_2 STORAGE IN COAL SEAMS

Delphine CHARRIERE[1, 2], Zbigniew POKRYSZKA[1], Philippe BEHRA[2]
1 INERIS – BP2 –60550 Verneuil-en-Halatte – France
2 Université de Toulouse – Laboratoire de Chimie Agro-Industrielle – UMR1010 INRA/INPT-ENSIACET – 118, route de Narbonne – 31077 Toulouse Cedex 4 – France.

RÉSUMÉ – La modélisation portant sur le stockage du CO_2 dans le charbon et la récupération assistée du méthane requiert des informations sur les mécanismes de sorption de gaz. Dans ce travail, la cinétique de sorption du CO_2 et du CH_4 est étudiée pour un charbon du bassin de Lorraine (flambant gras) et un charbon du bassin de Gardanne (lignite). Différents modèles de structure du charbon permettent d'interpréter les résultats et de caractériser la diffusion du gaz.

ABSTRACT – Modelling the CO_2 storage in coal seams and the enhancement on coalbed methane production requires information on the gas sorption mechanism of kinetics. In this work, both sorption kinetics of CO_2 and CH_4 are studied onto a coal of Lorraine basin (subbituminous) and on a coal of Gardanne basin (lignite). Different models of the structure of coals allow to explain results and to characterise gas diffusion.

1. Introduction

Les recherches portant sur le stockage géologique du CO_2 répondent à la prise de conscience politique et internationale lors du protocole de Kyoto (UNESCO, 1997) sur l'augmentation atmosphérique des gaz à effet de serre. Le stockage du CO_2 par injection dans les gisements de charbon inexploités est actuellement en cours d'étude. Pour mieux prédire les effets à long terme d'un stockage du CO_2, il est utile de rassembler d'une part des informations sur les interactions du CO_2 avec le charbon et d'autre part les effets du CO_2 sur les caractéristiques du charbon.

Au niveau international, différentes études en laboratoire portant sur l'adsorption et la désorption de gaz sur des charbons ont été réalisées (projet RECOPOL, Busch et al., 2004,). Les résultats expérimentaux sur l'adsorption du CO_2 et du CH_4 sur les charbons couvrent des conditions de pressions subcritiques à supercritiques et mettent en évidence que la capacité d'adsorption du CO_2 sur le charbon est plus importante que celle du CH_4. Le rapport des capacités d'adsorption du CO_2 et du CH_4 varie de 2 à 10 selon la nature du charbon, la température et de la pression (Busch et al., 2004). Pour évaluer la capacité de stockage potentiel dans une veine de charbon, il est nécessaire de caractériser l'adsorption à l'équilibre mais aussi le transport du gaz dans le charbon jusqu'aux sites d'adsorption. Dans cette étude, nous nous sommes concentrés sur la diffusion du CO_2 et du CH_4 dans des charbons du bassin de Lorraine (nord-est de la France) et du bassin de Gardanne (sud-est de

la France). Ces déterminations expérimentales sont les premières réalisées sur ces charbons dans le but d'étudier la faisabilité du stockage du CO_2 en terrains houillers en France. Les expériences ont été réalisées à l'aide d'une balance à suspension magnétique qui mesure la masse de gaz adsorbé au cours du temps avec grande précision. Les isothermes d'adsorption ont été déterminées dans le domaine subcritique (< 5 MPa). Pour caractériser la diffusion du gaz dans le charbon, les expériences ont été conduites à différentes granulométries et températures.

De nombreuses approches ont été utilisées par différents auteurs pour décrire la cinétique de sorption de gaz dans le charbon et pour relier ces informations à un modèle de structure poreuse du charbon : modèle unipore (Crank, 1975 ; Nandi et Walker, 1970) ou modèle bi-disperse (Ruckenstein et al., 1971). Les données cinétiques obtenues sont utilisées (i) pour décrire la diffusion du gaz dans les charbons étudiés, (ii) pour mieux comprendre la structure du charbon, et (iii) pour comparer la réactivité du CO_2 par rapport à celle du CH_4 vis-à-vis des charbons aussi bien du point de vue cinétique que thermodynamique.

2. Matériel et méthodes

2.1 Caractérisation et préparation des échantillons de charbon

Deux échantillons de charbon provenant du bassin de Lorraine (veine Albert) et du bassin de Gardanne (veine Grande Mine) ont été choisis. Les échantillons de charbon ont été broyés selon trois granulométries différentes (40-250 µm, 0,5-1,0 mm et 0,5-1,0 cm). Pour les essais avec du charbon séché, le charbon a été placé dans une étuve pendant 36 h à une température de 80 °C. La caractérisation des charbons et leurs compositions macérales sont reportées dans le tableau I.

Tableau I. Analyses des échantillons de charbon utilisé

	Albert	Grande Mine
Rang	flambant gras	lignite
VRr (%)	0,75	0,43
cendres (poids %)	5,3	26,3
humidité à l'air ambiant (poids %)	3,4	6,7
MV (poids %)	37,1	43,5
liptinite / exinite (%)	11,0	25,1
vitrinite / huminite (%)	75,3	66,7
inertinite (%)	13,7	8,2

2.2 Méthode expérimentale

2.2.1 Description de la balance à suspension magnétique

Un schéma de la balance à suspension magnétique est présenté sur la figure 1. La nacelle contenant le charbon est suspendue à un aimant permanent par un système d'accouplement. L'ensemble est placé dans la chambre d'adsorption qui se trouve à une pression et une température données. L'aimant permanent est en suspension libre grâce à l'électroaimant suspendu au crochet de la balance analytique. Entre le système d'accouplement et la nacelle se trouve un flotteur cylindrique en titane posé sur un bâti. Cette balance peut être utilisée dans une gamme de pression allant du vide à 15 MPa (précision : ± 0,001 MPa et pour une

température allant jusqu'à 373 K (précision : ± 0,1 K). La précision sur les masses mesurées avec la balance est de ± 0,1 mg.

Lorsque la balance est en fonctionnement, les parties mobiles du système (PM et EM) peuvent être dans des positions différentes (figure 1). En position MP0, l'aimant permanent (PM) est mis en suspension tandis que le système d'accouplement reste posé sur le bâti. La mesure de masse effectuée permet de déterminer la masse de l'aimant permanent et de corriger la déviation du système au cours du temps. En position MP1, l'aimant permanent est déplacé légèrement vers le haut de sorte que la nacelle (N) contenant le solide adsorbant est aussi pesée. En position MP2, le cylindre en titane (volume et masse étalonnés) est pesé avec la nacelle et l'aimant : la balance permettant la mesure de la masse totale du système. Cette position est nécessaire pour estimer la masse volumique du fluide présent au sein de l'appareil.

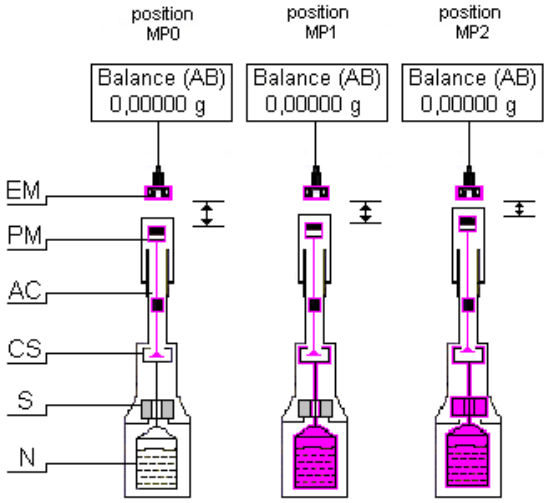


Figure 1. Balance à suspension magnétique (parties roses : parties pesées) PM : aimant permanent ; EM : électroaimant ; N : nacelle ; CS : système d'accouplement ; AC : chambre d'adsorption ; AB : balance analytique ; S : flotteur cylindrique en titane

2.2.2 Méthode de calcul

La balance à suspension magnétique permet de déterminer la capacité d'adsorption d'excès (n^{ex}) au cours du temps. Cette capacité représente la quantité de gaz adsorbé par le charbon en négligeant toute variation de volume. Seules les masses apparentes Ω_i sont fournies par la balance. Ces masses doivent être corrigées car elles subissent la poussée d'Archimède dont la valeur dépend de la masse volumique du fluide et du volume du système. A la pression P_i et à la température T_i, la masse réelle du système est donnée par l'expression suivante :

$$M_i(T_i, P_i) = \Omega_i + \rho_i(T_i, P_i)V_{syst} \quad (1)$$

où M_i est la masse réelle du système {nacelle + charbon} à l'instant i (g), Ω_i la masse apparente (g), ρ_i la masse volumique du fluide (g cm^{-3}) et V_{syst} le volume du système : volume des particules de charbon et des parties métalliques (cm^3).

La masse de gaz adsorbé, M_{ads} en g, sur le charbon à la pression P_i (en Pa) correspond à :

$$M_{ads}\ (T_i, P_i) = M_i\ (T_i, P_i) - M_a \qquad (2)$$

où M_a est la masse du système {nacelle + charbon} sous vide (g).

La capacité d'adsorption n^{ex} de gaz sur le charbon est donnée par :

$$n^{ex} = \frac{M_{ads}\ (T_i, P_i)}{m_{ch} M_g} \qquad (3)$$

avec n^{ex} la capacité d'adsorption de gaz sur le charbon (mol g^{-1}), m_{ch} la masse de charbon (g) et M_g la masse molaire du fluide (g mol^{-1}).

Pour décrire la cinétique de sorption de gaz sur le charbon, les courbes d'équilibre normalisées sont exprimées à partir de la capacité d'adsorption restante Q_{rest} en fonction du temps :

$$Q_{rest} = \frac{M_\infty\ (T, P_\infty) - M_i\ (T, P_i)}{M_\infty\ (T, P_\infty)} \qquad (4)$$

où Q_{rest} est la capacité d'adsorption normalisée (-), M_i (T, P_i) et M_∞ (T, P_∞) les masses du système respectivement à l'instant i et à l'infini, T est la température (K) et P_i et P_∞ les pressions du système respectivement à l'instant i et à l'infini (MPa).

3. Isothermes d'adsorption

Les isothermes d'adsorption de CO_2 et de CH_4 sur les deux charbons séchés à 298 K sont présentées sur la figure 2. La capacité d'adsorption de ces gaz sur le lignite Grande Mine est plus importante que sur le charbon flambant gras Albert (à 5 MPa de CO_2 : 1,5 mmol g^{-1} et 2,3 mmol g^{-1}, respectivement). Les isothermes d'adsorption sur le charbon Albert possèdent une allure de type Langmuir avec la formation d'une monocouche de gaz à partir de 4 MPa. Pour le charbon Grande Mine, le remplissage de la monocouche n'est pas encore atteint à 5 MPa pour les deux gaz étudiés, l'isotherme d'adsorption étant plus linéaire.

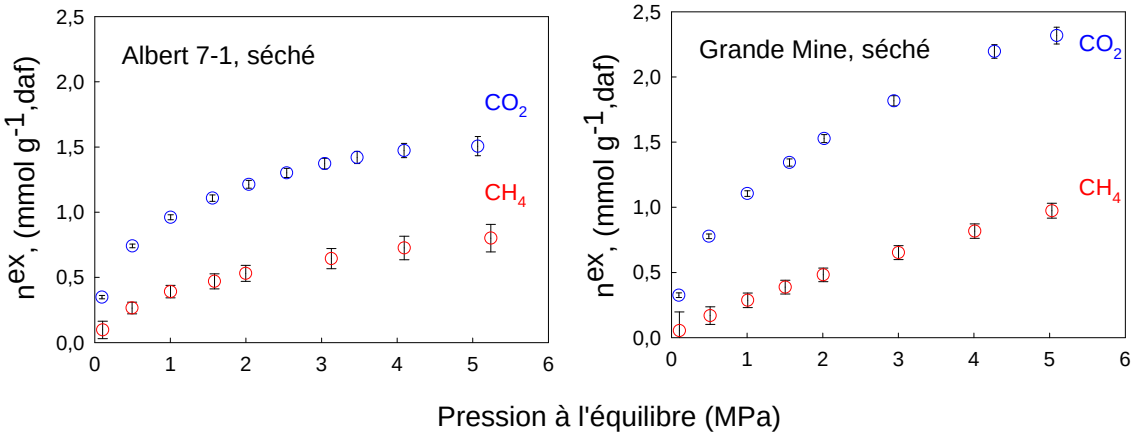


Figure 2 : Isothermes d'adsorption d'excès du CO_2 et du CH_4 à 298 K sur les charbons séchés de granulométrie 0,5-1,0 mm (daf : dry ash free)

Le rapport CO_2/CH_4 est de 2,0 pour le charbon Albert et de 2,3 pour le charbon Grande Mine. Considérant les valeurs de 0,160 nm^2 (van der Sommen et al., 1955) pour la surface projetée occupée par une molécule de CH_4 à 298 K et 0,253 nm^2 (Levy et al., 1997) pour celle de CO_2, la surface spécifique du charbon Albert calculée à partir de l'ajustement suivant le modèle de Langmuir est de 98 $m^2\ g^{-1}$ à partir de l'isotherme de CH_4 et de 253 $m^2\ g^{-1}$ à partir de l'isotherme de CO_2. Ces valeurs mettent en évidence un comportement très différent du CO_2 et du CH_4 en ce qui concerne l'accessibilité de ces gaz au volume poreux ainsi qu'aux sites de sorption à la surface des deux charbons étudiés.

4. Cinétique de sorption

4.1 Effet de la température

S'il est couramment observé que la capacité d'adsorption des gaz sur le charbon est réduite proportionnellement à l'augmentation de température (Krooss et al., 2002), la cinétique dépend aussi de la température. Sur la figure 3, l'équilibre de sorption du CO_2 sur le charbon Albert est atteint plus rapidement pour la température la plus élevée : 15 h à 318 K et 45 h à 298 K. Cet effet peut s'expliquer par l'agitation thermique. En effet, plus la température augmente, plus la vitesse des molécules est élevée et donc plus le gaz diffuse rapidement dans le charbon poreux.

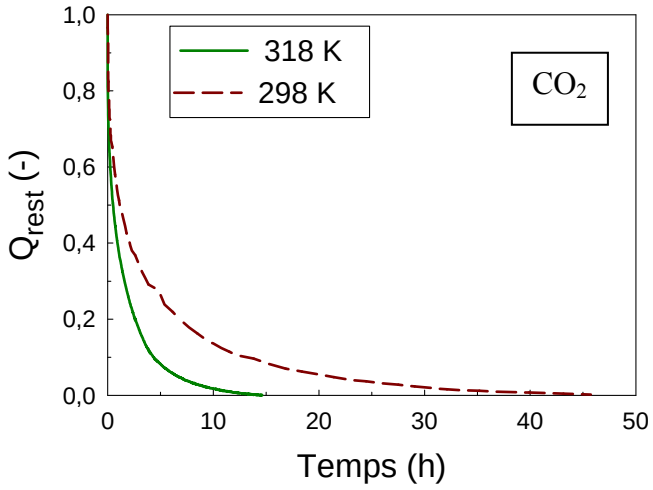


Figure 3 : Variation du Q_{rest} de CO_2 en fonction du temps – Effet de la température (charbon Albert séché de granulométrie 0,5-1,0 mm, $P_{éq}$ = 0,1 MPa)

4.2 Effet de la granulométrie

Les courbes d'équilibre de sorption du CO_2 en fonction du temps pour le premier palier de pression (0,1 MPa) pour différentes granulométries du charbon Albert séché sont reportées sur la figure 4. Pour ce gaz, l'équilibre de sorption est atteint plus rapidement pour la plus petite taille de grain étudiée (40-250 µm). Le temps d'équilibre est de 160 h pour la taille des grains 0,5-1,0 cm, d'environ 40 h pour la granulométrie 0,5-1,0 mm et de 20 h pour la granulométrie micrométrique. La sorption du CH_4 présente une même loi cinétique (résultats non présentés ici).

Cependant, le temps d'équilibre est environ 4 fois plus important que dans le cas du CO_2. Ceci est en accord avec le fait que la diffusivité du CO_2 sur un charbon est supérieure à celle du CH_4 (Clarkson et al.,1999). Ainsi, la diffusion plus rapide du CO_2 par rapport au CH_4 dans le charbon pourrait permettre aux molécules de CO_2 de trouver les sites d'adsorption plus rapidement.

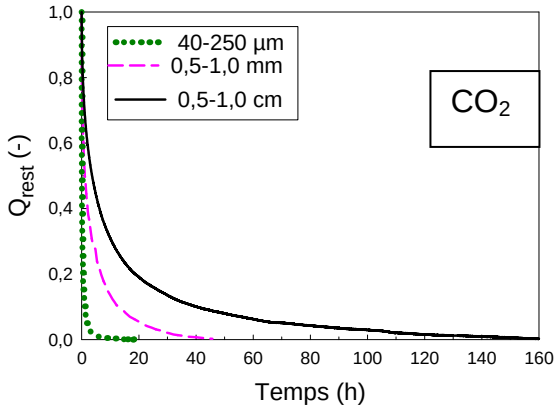


Figure 4 : Variation du Q_{rest} de CO_2 en fonction du temps – Effet de la granulométrie (charbon Albert séché, 298 K, $P_{éq}$ = 0,1 MPa)

5. Modèle unipore

Ce travail a permis de produire un ensemble de données expérimentales sur la cinétique de sorption dans des conditions considérées comme pertinentes pour le stockage du CO_2 dans les terrains houillers. Un premier modèle considérant un charbon composé d'un système poral « unipore » est proposé pour interpréter les courbes d'équilibre de sorption. Ce modèle prend en compte la diffusion d'un fluide dans un milieu poreux composé exclusivement de grains sphériques monodisperses (Crank, 1975). Même si ce modèle ne permet pas un bon ajustement des données obtenues expérimentalement, il est suffisant pour faire une première approximation des coefficients de diffusion de gaz dans un terrain houiller particulier. Le modèle unipore, qui prend en compte une concentration en gaz initiale nulle et par la suite une concentration en gaz constante, est régi par la seconde loi de Fick :

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{D}{r^2}\frac{\partial\left(r^2\left(\frac{\partial C}{\partial r}\right)\right)}{\partial r} \qquad (5)$$

où r est le rayon des grains de l'adsorbant (m), C la concentration de gaz adsorbé (mol m^{-3}), D le coefficient de diffusion (m^2 s^{-1}) et t le temps (s).

Le rapport M_t/M_∞, où M_t est la masse de gaz adsorbé ou désorbé au temps t et M_∞ la masse de gaz adsorbé ou désorbé au temps infini, peut s'exprimer ainsi :

$$\frac{M_t}{M_\infty} = 1 - \frac{6}{\pi^2}\sum_{n=1}^{\infty}\frac{1}{n^2}\exp\left(-\frac{Dn^2\pi^2 t}{r_0^{\,2}}\right) \qquad (6)$$

avec r_0 la longueur de diffusion (m) (Nandi et Walker, 1970).

Le coefficient de diffusion D ou de diffusion efficace D_e, avec $D_e = D^{1/2}/r_0$ ($s^{-1/2}$), peuvent être estimés en traçant M_t/M_∞, en fonction de la racine carrée du temps. Pour des petites valeurs de M_t/M_∞ (partie linéaire), la relation (6) se simplifie :

$$\frac{M_t}{M_\infty} = 6\sqrt{\frac{D_e t}{\pi}} \qquad (7)$$

Dans la figure 5, la fraction de gaz adsorbé est représentée en fonction de la racine carrée du temps pour des valeurs de $M_t/M_\infty < 0,4$. A partir des pentes des droites obtenues, il est possible d'estimer à la fois le coefficient de diffusion efficace D_e et le coefficient de diffusion D (tableau II). A partir des valeurs obtenues (tableau II), nous pouvons constater que pour une même température, plus la pression en gaz est élevée, plus D est important. En effet, à 0,1 MPa, D une valeur de $4,44.10^{-14}$ m^2 s^{-1} alors que pour une pression de 5,1 MPa, sa valeur est de $16,68.10^{-14}$ m^2 s^{-1}. De même, plus la température est élevée, plus le coefficient de diffusion D est important, ce qui explique les résultats de la figure 3. Ces valeurs diffèrent d'au moins deux ordres de grandeur de celles (7880.10^{-14} m^2 s^{-1}) reportées dans les travaux de Busch et al. (2004).

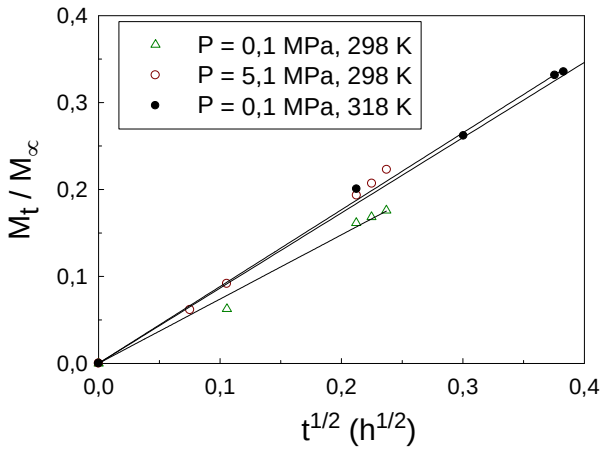


Figure 5 : Données d'adsorption du CO_2 sur le charbon Albert séché de granulométrie 0,5-1,0 mm à différentes pressions et différentes températures

Tableau II : Paramètres de diffusion de l'adsorption de CO_2 sur le charbon Albert

rayon moyen (cm)	température (K)	pression (MPa)	n^{ex} (mmol g^{-1})	D_e ($\times 10^{-3}$ $s^{-1/2}$)	D* ($\times 10^{-14}$ m^2 s^{-1})
0,0375	298	0,1	0,35	0,56	4,44
0,0375	298	5,1	1,46	1,09	16,68
0,0375	318	0,1	0,17	1,14	18,15

* hypothèse : r_0 : rayon moyen du grain de charbon

Grâce aux valeurs de D_e à différentes températures (tableau II), il nous est possible de calculer l'énergie d'activation à partir de la loi d'Arrhenius :

$$(D_e)_{exp} = A_f \exp\left(- \frac{E_a}{RT} \right) \quad (8)$$

où A_f est le facteur de fréquence (s^{-1}), E_a l'énergie d'activation (J mol^{-1}), R la constante des gaz parfaits (J K^{-1} mol^{-1}) et T la température (K).

A partir des valeurs obtenues de D_e et T et en utilisant la relation 8, nous pouvons estimer l'énergie d'activation E_a à 27,8 kJ mol^{-1} pour l'adsorption de CO_2 à 0,1 MPa. Cette valeur correspond à une activation de la diffusion. Les mêmes tendances sont observées pour le charbon Grande Mine .

6. Conclusions

Pour les deux charbons étudiés et pour les mêmes conditions expérimentales, le CO_2 s'adsorbe en plus grande quantité que le CH_4, dans un rapport d'environ 2. Le fait que l'équilibre de sorption soit atteint plus rapidement pour CO_2 comparé à CH_4 est un apport positif pour la perspective d'un stockage du CO_2 en terrains houillers. De nombreux paramètres influencent la cinétique de sorption : la température, la pression du gaz, la nature du gaz ainsi que la granulométrie. La modélisation des données expérimentales par le modèle unipore a permis d'estimer les paramètres de diffusion. Le meilleur ajustement pour l'adsorption du CO_2 a été obtenu avec un coefficient de diffusion d'environ 20.10^{-14} m^2 s^{-1}. Ce modèle a permis aussi d'estimer l'énergie d'activation (27,8 kJ mol^{-1}) pour l'adsorption de CO_2 à une pression de 0,1 MPa. Ceci signifie que la diffusion est thermiquement activée et que peu d'énergie est nécessaire pour l'adsorption du CO_2 sur le charbon. Dans une prochaine étape, une interprétation des données expérimentales à l'aide d'un modèle bidisperse permettra d'aller plus avant dans la caractérisation de la diffusion.

7. Références bibliographiques

Busch A., Gensterblum Y., Krooss B.M., Littke R. (2004) Methane and carbon dioxide adsorption-diffusion experiments on coal: upscaling and modeling. Int. J. Coal Geol. 60, 151-168.

Clarkson C.R., Bustin R.M. (1999) The effect of pore structure and gas pressure upon the transport properties of coal : A laboratory and modeling study. 2. Adsorption rate modeling. Fuel 78, 1345-1362.

Crank J. (1975) The mathematics of diffusion, 2nd edition. Oxford University Press, 414 pages.

Krooss B.M., Van Bergen F., Gensterblum Y., Siemons N., Pagnier H.J.M., David P. (2002) High-pressure methane and carbon dioxide adsorption on dry and moisture-equilibrated Pennsylvanian coals. Internat. J. Coal Geol. 51, 69-92.

Levy J.H., Day S.J., Killingley J.S. (1997) Methane capacities of Bowen Basin coals related to coal properties. Fuel 76, 813-819.

Nandi S.P., Walker Jr. P.L. (1970) Activated diffusion of methane in coal. Fuel 49, 309-323.

Ruckenstein E., Vaidyanathan A.S., Youngquist G.R. (1971) Sorption by solids with bidisperse pore structures. Chem. Eng. Sci. 26, 1305-1318.

UNESCO (1997) Rapport de la 29ème conférence générale, Paris, octobre-novembre.

Van der Sommen J., Zwietering P., Eillebrecht B.J.M., van Krevelen (1955) Chemical structure and properties of coal XII – Sorption capacity of methane. Fuel 34, 444-448.

MODELISATION 3D DU CREUSEMENT DE TUNNEL PAR TUNNELIER A FRONT PRESSURISE DANS LES SOLS SURCONSOLIDES

3D MODELLING OF TUNNEL EXCAVATION BY PRESSURIZED TUNNEL BORING MACHINE IN OVERCONSOLIDATED SOILS

Rafik DEMAGH[1], Fabrice EMERIAULT[2], Richard KASTNER[2]

[1] *Département Génie Civil, Batna, Algérie*
[2] *INSA-Lyon, LGCIE, F-69621 France*

RESUME - Le phasage des travaux de creusement de tunnel par tunnelier à front pressurisé est un problème d'interaction sol/structure hautement tridimensionnel. Une procédure de simulation 3D utilisant le code en différences finies Flac^{3D} est proposée. Elle est illustrée dans le cas particulier de la ligne B du métro de Toulouse pour lequel des données expérimentales existent, les sols rencontrés étant saturés et fortement surconsolidés (K_0 proche de 1,7).

ABSTRACT - The excavation of tunnels with tunnel boring machines such as earth pressure balances shield TBM is a highly three-dimensional problem of soil/structure interaction. A procedure for the 3D numerical simulation of such works is proposed based on the finite difference code Flac^{3D}. It is illustrated in the particular case of Toulouse subway line B for which experimental data are available and where the soil is saturated and greatly overconsolidated (K_0 close to 1.7).

1. Introduction

Durant la décennie écoulée, plusieurs travaux de simulation 3D du creusement d'un tunnel à l'aide d'un bouclier à front pressurisé ont été réalisés, le passage d'un tunnelier provoquant un champ de déplacement tridimensionnel. Malgré les progrès actuels en moyens de calcul, les calculs 3D restent longs et les problèmes numériques fréquents, ce qui fait que ce type d'approche reste encore peu utilisé. Parmi les travaux, on citera ceux de (Mroueh et Shahrour, 1999), (Dias et al, 2000), (Broere et Brinkgreve, 2002), (Kasper et Meschke, 2004 et 2006) et (Bezuijen et al, 2005 et 2006). Les seules références trouvées concernant le creusement dans les sols surconsolidés sont celles de (Attewell et Farmer, 1974) et (Myrianthis, 1975). Dans cet article, une procédure de simulation explicite du creusement par phasage d'un tunnel dans un sol surconsolidé avec K_0 proche de 1,7 est présentée. Une étude paramétrique permet également de valider l'origine du comportement du massif observé et jusqu'à présent non relevé dans la littérature.

2. Procédure de simulation du creusement proposée

Après l'initialisation d'un état de contraintes géostatiques avec un coefficient des terres au repos K_0, un bouclier de forme conique, modélisé avec des éléments volumiques minces, parfaitement rigide (méthode dite de centre fixe) est installé, figure 2. L'interface solidaire du bouclier est activée dés qu'un contact est établi avec le sol

(prise en compte de grands déplacements), le vide ainsi dégagé par la conicité est complètement fermé par le déconfinement du sol, figure 2. Le rôle de l'interface est de bloquer le déconfinement radial du sol mais également de permettre le déconfinement tangentiel par effet de voûte de déformation transversale, d'où le choix d'une interface totalement glissante, justifié par la lubrification probable due à la migration du mortier à l'amont des pipes d'injection (la prise en compte de frottement à l'interface sol/bouclier pilote le comportement différé du sol ce qui va à l'encontre du calcul à court terme mené dans cette étude). La procédure indiquée sur la figure 1 est ensuite appliquée.

L'excavation est simulée par la désactivation d'un disque d'éléments de sol. Le passage du bouclier est simulé par l'annulation des contraintes tangentielles locales. La migration du mortier est simulée par une pression appliquée sur la demi-longueur arrière du bouclier. La stabilité du front est assurée par une pression normale P_{conf} = $0{,}6\,\sigma_{v0}^{clé}$ avec un gradient de 22 kN/m^3 (celui du sol excavé), figure 3.

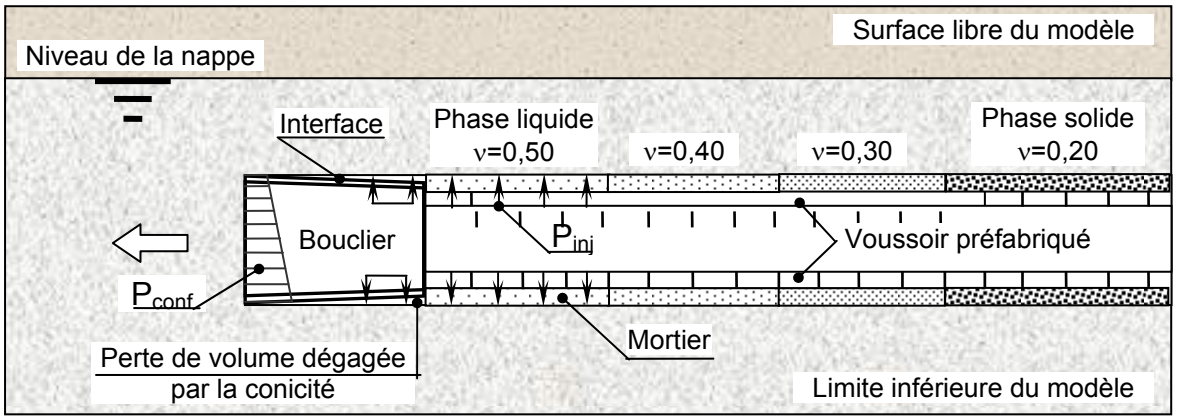


Figure 1. Simulation du phasage du creusement

Le revêtement est composé d'éléments coques de largeur 1,4 m et de 0, 35 m d'épaisseur. Il est caractérisé par une rigidité équivalente réduite $E_{réduit}$ =25000 MPa pour tenir compte des joints bitumineux entre les voussoirs préfabriqués (Thépot, 1999). La simulation de l'injection du mortier dans le vide annulaire (*gap*=20 cm) est contrôlée en volume et en pression. Pour tenir compte de la rhéologie du mortier deux phases principales sont considérées : la phase liquide et la phase solide, figure 1, durant lesquelles la rhéologie du mortier est simulée de façon simple. La phase de transition qualifiée de consolidation/prise du mortier et plus approximative à simuler :

- Durant la phase initiale, le mortier garde un comportement fluide pour combler le *gap* et transmettre la pression d'injection au sol environnant. Cette phase est simulée par l'application d'une pression sur la paroi de l'excavation et la réactivation d'éléments massifs. Un gradient de pression d'injection est considéré pour tenir compte du poids propre du mortier mais également des dispositions particulières de l'injection, figure 3. Le mortier est considéré comme élastique parfaitement incompressible avec un coefficient de Poisson ν=0,49 (Dias et al, 2000) et initialisation d'un état de compression isotrope. Les modules de compressibilité et de cisaillement sont respectivement K=10^6 kPa et G=1 kPa (Bezuijen et al, 2005). Cette phase dure aussi longtemps que le mortier garde entière son ouvrabilité, soit environ 4 heures (Talmon et al, 2005), ce qui correspond à la pose d'un certain nombre de voussoirs.

- La phase de transition durant laquelle la rhéologie du mortier évolue rapidement. Le mortier étant dans un état plus consistant est caractérisé par une résistance au cisaillement plus grande associée à une compressibilité acquise au cours de sa consolidation. Cette phase est simulée par l'annulation de la pression appliquée avec une augmentation du module de cisaillement et une diminution progressive du coefficient de Poisson.
- La phase finale durant laquelle le mortier acquiert au moins la rigidité du milieu environnant (Kasper et Meschke, 2004) pour finalement ne transmettre que les efforts du massif au revêtement. Les paramètres élastiques durant cette phase sont : K=1,33 GPa, G=1 GPa et ν=0,20 (Dierkens, 2005).

Ce phasage est répété tout au long de la progression du bouclier. La procédure complète pour stabiliser les déplacements nécessite 150 passes.

3. Support expérimental

La procédure est confrontée aux données expérimentales de la section instrumentée Castera, lot 2 de la ligne B du métro de Toulouse (Vanoudheusden et al, 2006). Ces données incluent les mouvements de sol, en surface et à l'intérieur du massif, ainsi que les paramètres de conduite du tunnelier. Le profil géotechnique type est composé d'une molasse argileuse, homogène et fortement surconsolidée, surmontée d'une couche de remblai. L'axe du tunnel se trouve à une profondeur H=16,5 m sous une couverture C=8,65 m. La nappe phréatique se trouve à 4 m, au niveau du toit de la molasse. L'excavation se fait à l'aide d'un bouclier Herrenknecht à pression de terre, de diamètre D=7,7 m, de longueur L=8,4 m et de conicité Δ/2=25 mm. De part sa géométrie simple et symétrique, cette section constitue un bon exemple de simulation. On retiendra des résultats expérimentaux :

- un soulèvement de 1,2 mm est observé en surface au droit de l'axe du tunnel ;
- une cuvette de soulèvement est mise en évidence au passage du tunnelier avec une largeur i (Peck, 1969) égale à 8 m ;
- une convergence horizontale dans la section transversale de 5 à 6 mm ;

Ce comportement particulier a été attribué au caractère surconsolidé de la molasse qui présente un coefficient des terres au repos K_0 largement supérieur à 1.

Tableau I Caractéristiques des sols rencontrés

Type de sol	γ (kNm^{-3})	γ' (kNm^{-3})	K_0 -	c_u (kPa)	φ_u (degrés)	E (MPa)	ν -
Remblai Z ≤ 4 m	20	10	0,5	0	25	25	0,30
Mollasse argileuse							
4 m ≤ Z ≤ 10 m	22	12	1,7	300	0	165	0,45
Z > 10 m	22	12	1,7	300	0	E(z)	0,45

Les paramètres du remblai et de la molasse argileuse sont résumés dans le tableau I. Le module de déformation de la molasse argileuse est égal à 165 MPa en surface et à partir de 10 m de profondeur, dépend de la profondeur, suivant la relation linéaire E(z)=9,9z+66,1 obtenue par calage sur une autre section de contexte géologique similaire (Vanoudheusden et al, 2006).

4. Maillage et conditions aux limites

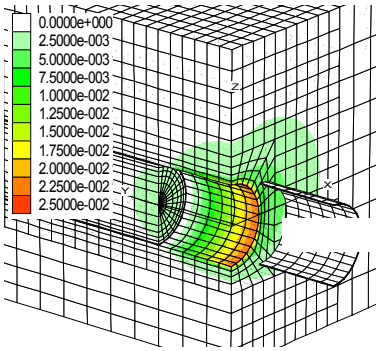


Figure 2 Contour des déplacements (Après installation du bouclier)

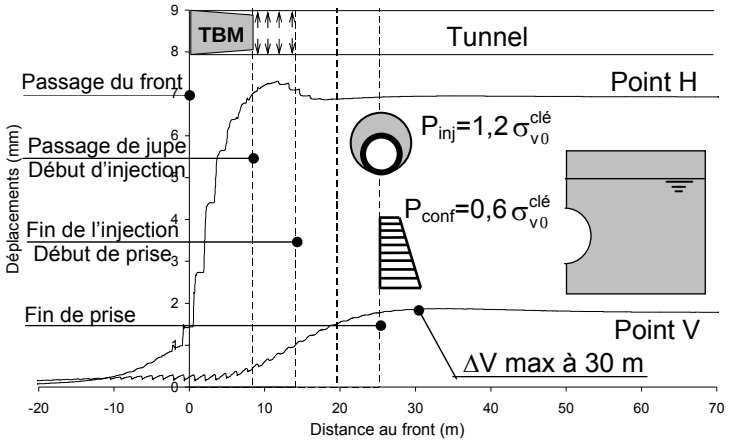


Figure 3 Phases de creusement (Après la procédure complète)

Le maillage est composé d'éléments brique à huit nœuds avec près de 75000 nœuds, figure 2. Les conditions aux limites, imposées par la troncature du modèle, correspondent à des déplacements nuls dans la direction perpendiculaire aux faces. L'étendue du maillage, dans le sens longitudinal, est conditionnée par la position de la section stationnaire et par la stabilisation des déplacements des points V et H (figure 3), pour le cas étudié, la section se trouve après 44 passes d'excavation. Les dimensions du modèle sont : longueur=252 m, largeur=150 m et hauteur=30 m. Le sol est modélisé en élasto-plasticité avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb et une règle d'écoulement non-associée qui nécessite peu de paramètres.

Les calculs ont été menés en contraintes totales ce qui correspond au comportement à court terme de la molasse argileuse et les caractéristiques mécaniques adoptées sont celles mesurées à l'essai triaxial rapide.

Pour comprendre qualitativement le comportement du massif et l'interaction sol/tunnelier avec la progression du creusement, on a représenté sur la figure 3 les déformations au sein du massif (déplacement vertical DV et déplacement horizontal DH) en fonction de la distance au front. On peut distinguer cinq phases :

- La 1ère phase correspond à l'approche du bouclier. Cette phase se traduit par un mouvement de convergence ΔH=1,4 mm, le point V étant peu perturbé.
- La 2ème phase correspond au passage de la jupe. Durant cette phase 95% de la convergence totale est atteinte, soit ΔH=7 mm. Le déconfinement du sol, causé par la conicité, se traduit par un faible mouvement de soulèvement, ΔV=0,5 mm.
- La 3ème phase correspond à l'injection du mortier pendant son état fluide. L'action de l'injection est visible par un faible refoulement du point H par rapport à sa position initiale suivie d'un soulèvement ΔV=1 mm. Cette phase met en évidence qu'une partie du soulèvement est aussi due à l'injection par effet décalé (et non pas uniquement à la convergence par effet K_0).
- La 4ème phase correspond à la prise/consolidation du mortier. Cette phase est caractérisée par un léger refoulement au niveau des reins, ΔH=6,9 mm et d'un déplacement vertical ΔV=1,5 mm. Durant cette phase l'effet décalé de l'injection est ressenti jusqu'à 30 mètres par rapport à la section auscultée où l'on enregistre un soulèvement maximum ΔV=1,87 mm.
- La 5ème phase correspond à la stabilisation des déplacements, ΔH=6,93 mm et ΔV=1,79 mm avec un rapport $\Delta H/\Delta V$ voisin de 4.

5. Cas de référence

Le passage de la section Castera (entre -20 et +50 mètres) par le tunnelier s'est fait avec une pression de soutènement du front constante et égale à $0{,}6\,\sigma_{V0}^{clé}$ ($\sigma_{V0}^{clé}$ est la contrainte verticale totale en clé du tunnel) ; une pression d'injection moyenne (4 pipes d'injection), égale à $\sigma_{V0}^{clé}$ et une vitesse de progression régulière égale à 1,3 m/heure. Ce cas sert de support expérimental pour la qualification de la procédure proposée dans cet article. Les comparaisons sont faites sur l'évolution des déformations inclinométriques et de la cuvette des tassements (figures 4 et 5).

Les paramètres pris en compte pour le cas de référence sont : un coefficient des terres au repos K_0=1,7 ; une pression de soutènement égale à $0{,}6\,\sigma_{V0}^{clé}$ en clé et soumise à un gradient de 22 kN/m^2 (égal à celui du sol excavé) ; une pression d'injection, égale à $0{,}4\,\sigma_{V0}^{clé}$ en clé et 0 en radier, ce choix est justifié par la position des pipes d'injection situées sur la partie supérieure du tunnelier, (figure 3).

Qualitativement, les figures 4 et 5 montrent une bonne concordance avec les déplacements mesurés, tant au niveau de l'évolution en cours de creusement que pour les valeurs finales à 150 m par rapport à la section de mesure, à titre indicatif, cela correspond à 5 jours de creusement (Vanoudheusden et al, 2006).

En particulier, sur la figure 4, le choix d'une loi de variation du module de déformation de la molasse plus appropriée que celle proposée dans la section 3 pourrait affiner encore plus les résultats des déplacements de convergence entre les cotes -4 et -10 m.

De même, le calage de la pression d'injection sur les mesures des déplacements vertical et horizontal montre que la pression qui est réellement appliquée sur la paroi de l'excavation et sur le revêtement (prise égale à $0{,}4\,\sigma_{V0}^{clé}$) reste inférieure à la pression moyenne mesurée sur les 4 pipes d'injection (égale à $\sigma_{V0}^{clé}$). Cette différence de pression est due à une perte de charge par frottement suite à l'écoulement du mortier ainsi qu'à son imprégnation du sol environnant.

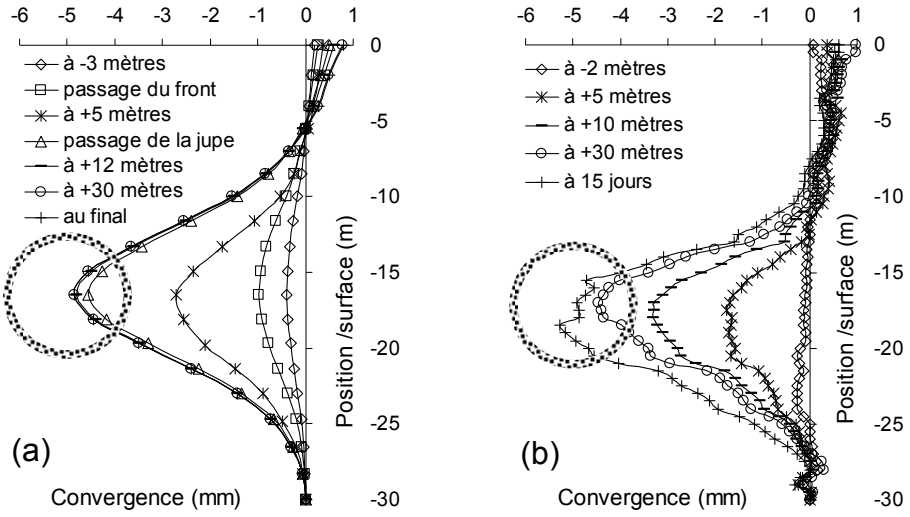


Figure 4 Evolution des déformations inclinométriques
(a) simulations (b) mesures I3

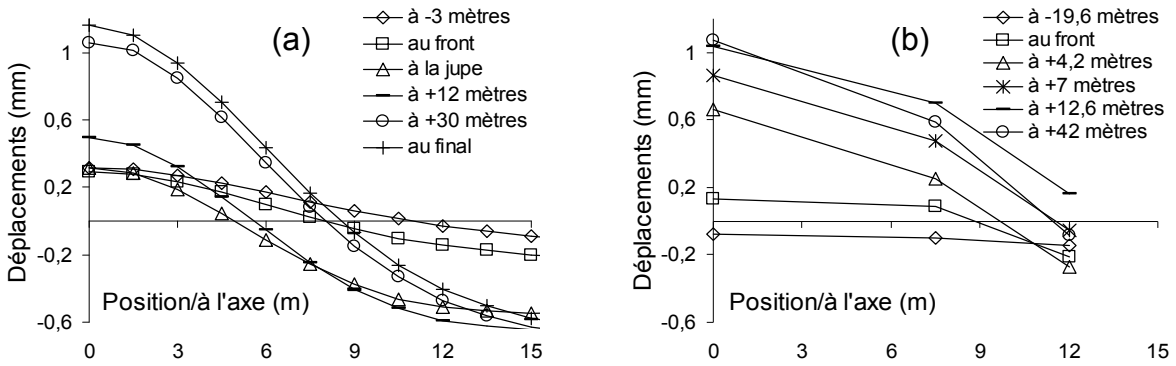


Figure 5 Evolution de la cuvette des tassements
(a) simulations (b) mesures

6. Etude paramétrique

Une étude paramétrique visant à analyser la sensibilité du massif vis-à-vis des paramètres de simulation les plus pertinents a été entreprise. La réponse du massif est analysée à travers les déplacements DF, DH et DV, respectivement extrusion axiale du front, déplacement horizontal du point H et déplacement vertical du point V. On note cependant un décalage entre DH et DV qui sont calculés au droit de la section stationnaire tandis que DF est calculée au niveau du front.

La figure 6a montre une évolution régulière, linéaire et sensiblement identique des déplacements en fonction de K_0. Elle montre également un soulèvement en surface pour $K_0 \geq 1{,}3$ alors que l'on observe pour des valeurs plus faibles un tassement.

La figure 6b montre la sensibilité des déplacements par rapport au coefficient de Poisson ν. La pertinence de cette dernière étude est dictée par les temps de calcul très élevés lorsqu'on se rapproche des matériaux parfaitement incompressibles, ν=0,5. Elle montre en particulier que les déplacements restent pratiquement constants, ceci est du au fait que le potentiel d'incompressibilité du massif n'est pas totalement sollicité. Le choix d'un coefficient de Poisson de la molasse égal à ν=0,45 au lieu de ν=0,49 diminue par 3 les temps de calcul.

La figure 6c montre l'influence de la conicité sur les déplacements. Globalement quand la conicité augmente, la convergence DH augmente et l'extrusion axiale DF diminue. De même, le soulèvement DV augmente quand la conicité passe de $\Delta/2$=12,5 mm à 25 mm puis diminue quand elle passe de 25 mm à 50 mm. Ceci peut être expliqué par le fait que dans le premier cas le soulèvement est piloté par la convergence DH au niveau des reins, tandis que dans le second cas, le déconfinement au niveau des reins étant total, l'extension verticale de la couverture (Vanoudheusden et al. 2006) atténue le soulèvement et de ce fait DV diminue.

La figure 6d montre que l'extrusion DF diminue quand P_{conf} augmente, elle montre aussi que la variation $0{,}3\,\sigma_{V0}^{clé} \leq P_{conf} \leq 0{,}9\,\sigma_{V0}^{clé}$ n'a que peu d'effet sur la convergence DH et que par conséquent la variation de DV reste négligeable. Théoriquement (par la méthode de l'analyse limite), la stabilité du front de taille est assurée même avec une pression de confinement nulle (c_u=300 kPa), cependant, le calcul en déplacement fait avec P_{conf}=0 a donné une extrusion axiale rapportée au diamètre de l'excavation de l'ordre de 1%, valeur qui assure l'effondrement du front, ce qui est du à K_0=1,7. Par

contre avec P_{conf}=1,2 $\sigma_{V0}^{clé}$ on obtient un soulèvement excessif (DV>2mm) qui ne s'est pas encore stabilisé après 150 passes.

Sur les trois premiers cas de la figure 6e, la pression d'injection augmente avec un même schéma de 0,4 $\sigma_{V0}^{clé}$ à 1,2 $\sigma_{V0}^{clé}$, DH et DF diminue et augmente respectivement dans de faibles proportions, tandis que le soulèvement DV augmente de façon significative. Ceci met en évidence l'influence directe de la pression d'injection sur le soulèvement. Les deux derniers calculs montrent particulièrement que le soulèvement reste très sensible au schéma de pression appliqué et donc à la position des pipes d'injection.

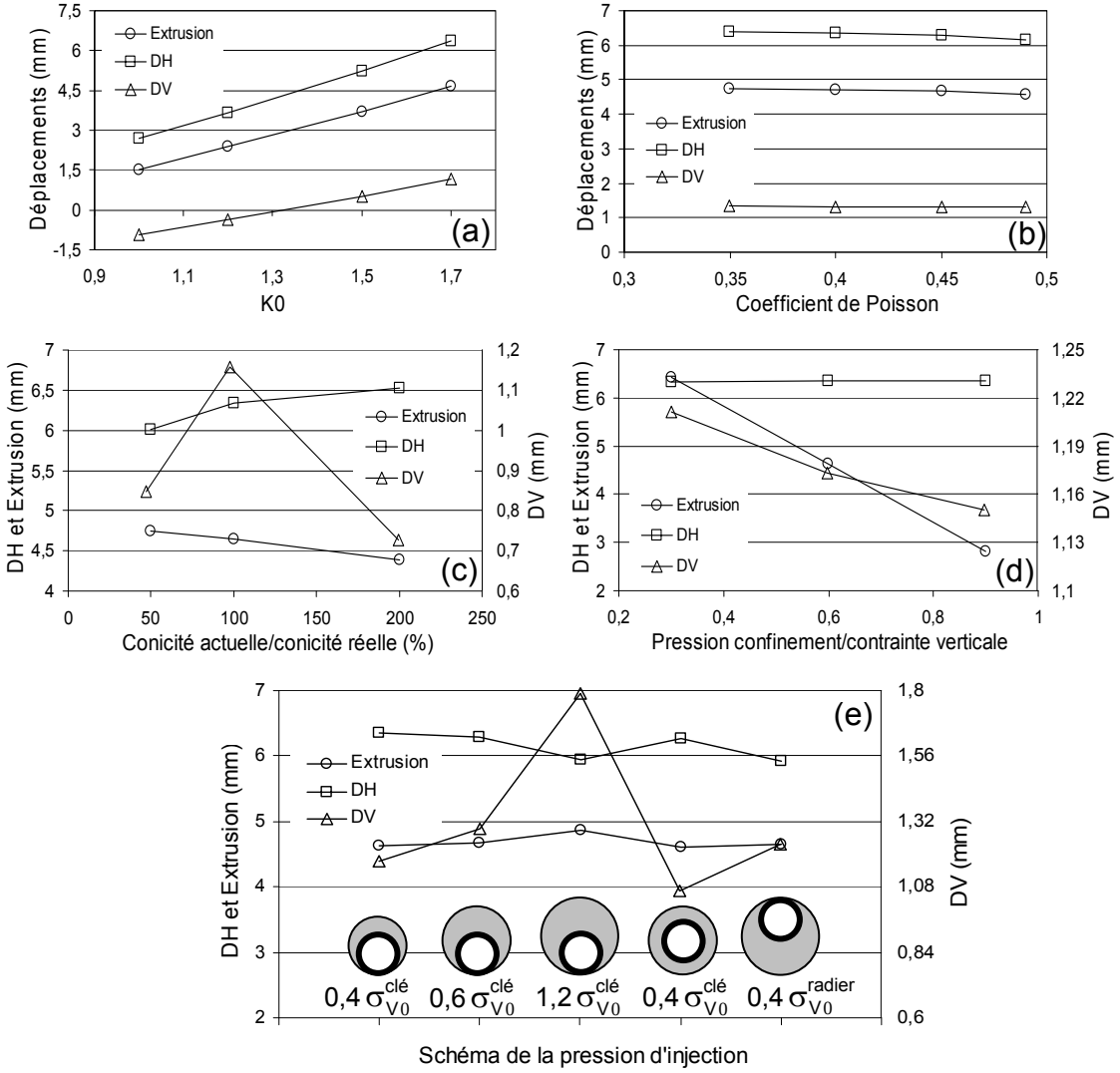


Figure 6 Etude paramétrique de sensibilité : (a) K_0 ; (b) coefficient de Poisson (c) Conicité ; (d) Pression de confinement ; (e) Pression d'injection

7. Conclusions

Cet article présente une procédure de simulation tridimensionnelle du creusement de tunnel par tunnelier à front pressurisé. Elle a été appliquée sur un cas réel pour lequel les données expérimentales mettent en évidence un comportement singulier. Les mouvements atypiques de soulèvement du sol associés à une convergence ho-

rizontale ont ainsi pu être attribués à la nature fortement surconsolidée du sol, en l'occurrence la molasse toulousaine. Pour le coefficient des terres au repos K_0, la valeur de 1,7 fournit une bonne concordance entre les déplacements mesurés et ceux évalués numériquement par la procédure proposée. Outre l'influence de K_0, une étude paramétrique a permis de cerner l'impact des paramètres de conduite du tunnelier. Une augmentation de la conicité peut changer, par un jeu subtil de déconfinement horizontal et d'extension verticale, l'amplitude des déplacements en surface. L'influence de la pression d'injection, en particulier sur le déplacement vertical, semble être en accord avec la consigne généralement admise dans les chantiers de creusement à savoir $P_{inj} = \sigma_{V0}^{clé}$. La pression de confinement n'a que peu d'effet sur les déplacements, du moins en respectant la consigne $0{,}3\,\sigma_{V0}^{clé} \leq P_{conf} \leq \sigma_{V0}^{clé}$.

8. Références bibliographiques

Attewell, P.B., Farmer, I.W. (1974). Ground disturbance caused by shield tunnelling in a stiff, overconsolidated clay. Elsevier, Engineering Geology 8, 361-381.

Bezuijen, A., Talmon, A.M., Kaalberg, F.J., Plugge, R. (2005). Field measurements of grout pressure during tunnelling of Sophia Rail Tunnel. Tunneling. GeoDelft, 83-93.

Bezuijen, A., Talmon, A.M. (2006). Grout properties and their influence on back fill grouting. Geotechnical Aspects of Underground Construction in soft Ground-Bakker et al (eds) Taylor & Francis Group, London, ISBN 0 415 39124 5, 187-193.

Broere, W., Brikgreve, R.B.J. (2002). Phased simulation of a tunnel boring process in soft soil. NUMGE, Mestat (ed.), Presses de l'ENPC/LCPC, Paris, 529-536.

Dias D., Kastner R., Maghazi M., (2000). Three dimensional simulation of slurry shield tunneling. Geotech. aspects of underground const. in soft ground, Kusakabe et al. eds., Balkema, Rotterdam, 351-356.

Dierkens, M. (2005). Mesures rhéologiques et modélisation de matériaux en cours de prise. PhD thesis, INSA-Lyon.

Kasper, T., Meschke, G. (2004). A 3D finite element simulation model for TBM tunneling in soft ground. Int. J. Num. and Anal. Meth. in Geomech.. 28, 1441-1460.

Kasper, T., Meschke, G. (2006). On the influence of face pressure, grouting pressure and TBM design in soft ground tunnelling. Tunnelling and Underground Space Technology. 21, 160-171.

Mroueh, H., Shahrour, I. (1999). Modélisation tridimensionnelle du creusement de tunnels en site urbain. Revue Française de Génie Civil 3, 7-23.

Myrianthis, M.L. (1975). Ground disturbance associated with shield tunnelling, in overconsolidated stiff clay. Springer-Verlag, Rock Mechanics 7, 35-65.

Peck, R. B., 1969. Deep excavations and tunnelling in soft ground. Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, state-of-the-art Volume, pp. 225-290. Mexico City, Mexico.

Thépot, O. (1999). Un nouvel essai d'auscultation des micros-tunnels en vue de vérifier la qualité des injections de blocage. AFTES. 197-201

Talmon, A.M., Aanen, L., Bezuigen, A. and van der Zon, W.H. (2005). Grout pressure around a tunnel linning.Tunneling. A Decade of Progress. GeoDelft, 77-82.

Vanoudheusden, E., Petit, G., Robert, J., Emeriault., F., Kastner., R., Lamballerie, J.-Y., Reynaud B. (2006), Analysis of movements induced by tunnelling with an earth-pressure balance machine and correlation with excavating parameters. Geotechnical Aspects of Underground Construction in soft Ground-Bakker et al (eds) Taylor & Francis Group, London, ISBN 0 415 39124 5, p.81-86.

SUIVI D'UNE CAVITE SALINE JUSQU'A SON EFFONDREMENT : ANALYSE MICROSISMIQUE

MONITORING OF SALT CAVITY UP TO ITS COLLAPSE: MICROSEISMIC ANALYSIS

Lynda DRIAD-LEBEAU [1], Xavier DAUPLEY[1], Diego MERCERAT[2]

1 Institut National de l'Environnement industriel et du RISque (INERIS), Parc Technologique ALATA, BP 2, 60550 Veneuil-en-Halatte, France
2 Institut de Physique du Globe de Paris (IPGP), 5 Place Jussieu, 75045 Cedex Paris, France

RÉSUMÉ – Ce papier présente le suivi d'une cavité saline située à 200 m de profondeur qui a fait l'objet, par les partenaires du GISOS[1], d'une importante instrumentation géophysique, géotechnique et hydrogéologique. L'occasion offerte de l'effondrement délibéré de cette cavité permet de tester, en conditions contrôlées, des techniques d'auscultation et de surveillance, notamment l'écoute microsismique, suivie par l'INERIS, et ce, depuis son état stationnaire jusqu'à son effondrement.

ABSTRACT – This paper presents the monitoring of a 200 m deep salt cavity which was the object, by the partners of the GISOS, of a significant geophysical, geotechnical and hydrogeological instrumentation. The opportunity of a deliberated collapse of this cavity makes it possible to test from its stationary state to its collapse and in controlled conditions, several techniques of auscultation and monitoring, in particular the microseismicity, conducting by INERIS.

1. Introduction

La gestion des risques dans le contexte de l'après-mine nécessite une connaissance pointue de l'évolution, sur le long terme, des ouvrages souterrains afin de prévenir les évolutions potentiellement dommageables pour les biens et les personnes. Cette problématique se pose dans le contexte des anciennes exploitations de sel qui ont pu laisser, dans le sous-sol, des cavités plus ou moins vastes qui peuvent, sous certaines conditions, évoluer pour occasionner en surface des phénomènes tels que des affaissements ou encore des effondrements. Un programme de recherche a été proposé pour mettre en œuvre et valider des outils et des méthodes permettant, d'une part, de définir des moyens de surveillance adaptés au contexte des anciennes exploitations de sel et, d'autre part, d'acquérir des données indispensables pour améliorer la connaissance sur le comportement et l'évolution de ces cavités. Pour y parvenir, des expérimentations *in situ* ont été réalisées pour optimiser et tester des outils et des méthodes adaptés à la surveillance des cavités salines et étudier très précisément l'apport de chacune des méthodes pour la détection et/ou la prévision du phénomène redouté et de connaître

[1] GISOS : Groupement d'intérêt Scientifique sur l'Impact et la Sécurité des Ouvrages Souterrains créé par le BRGM, l'INERIS, l'INPL et l'ENSMP.

leurs limites d'application. La cavité instrumentée se situe dans la concession de sel de Cerville-Buissoncourt (Meurthe-et-Moselle), exploitée par dissolution par la société SOLVAY.

1.2. Site expérimental

Le site salin de Cerville-Buissoncourt se situe dans le bassin salifère de Nancy (54). Il est exploité depuis 1997 par dissolution par la méthode des pistes et sondages. Il s'agit de forages alignés atteignant la base du gisement de sel à environ 260 m de profondeur. La méthode consiste à exploiter la totalité du gisement jusqu'à provoquer volontairement l'effondrement des terrains de recouvrement. Le contexte général du site ainsi que la cavité formée par dissolution sont illustrés sur la figure 1. Deux points essentiels sont à noter : (1) la géométrie, connue de la cavité au début de l'expérimentation, va évoluer inéluctablement jusqu'à son effondrement. Toutes les étapes de l'évolution de cette cavité pourront ainsi être suivies et mesurées ; (2) l'exploitation a été interrompue en 2004, stoppant l'évolution de la cavité. Une première phase, dite d'état initial, sans dissolution dans la cavité, a pu être suivie. A cette date, le toit de la cavité avait atteint, sur une moitié de sa superficie, la base des marnes à anhydrite sus-jacentes. Depuis 2006, l'exploitant pratique la dissolution en aval de la cavité (à plus de 200 m) et, depuis mai 2007, une évolution significative de la cavité a été constatée.

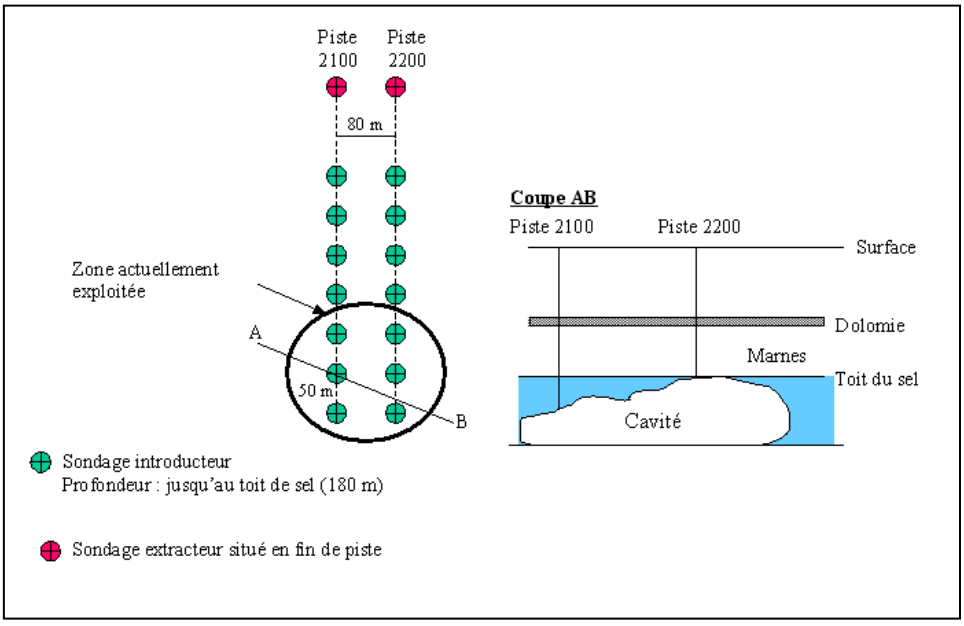


Figure 1: Schéma de principe de l'exploitation par piste et sondages de Cerville-Buissoncourt et position de la cavité instrumentée

1.2. Programme instrumental

Le programme instrumental a consisté en la mise en œuvre, par des partenaires du GISOS et en étroite collaboration avec l'exploitant (Solvay), de techniques géophysiques, géotechniques et de suivis hydrochimiques (Figures 2a et 2b). Les instrumentations opérationnelles depuis fin 2004, ont permis l'acquisition de mesures de l'état de la cavité en particulier l'écoute microsismique avant la reprise de la

dissolution au droit de la cavité (mars 2008) qui entraînera l'effondrement de la cavité.

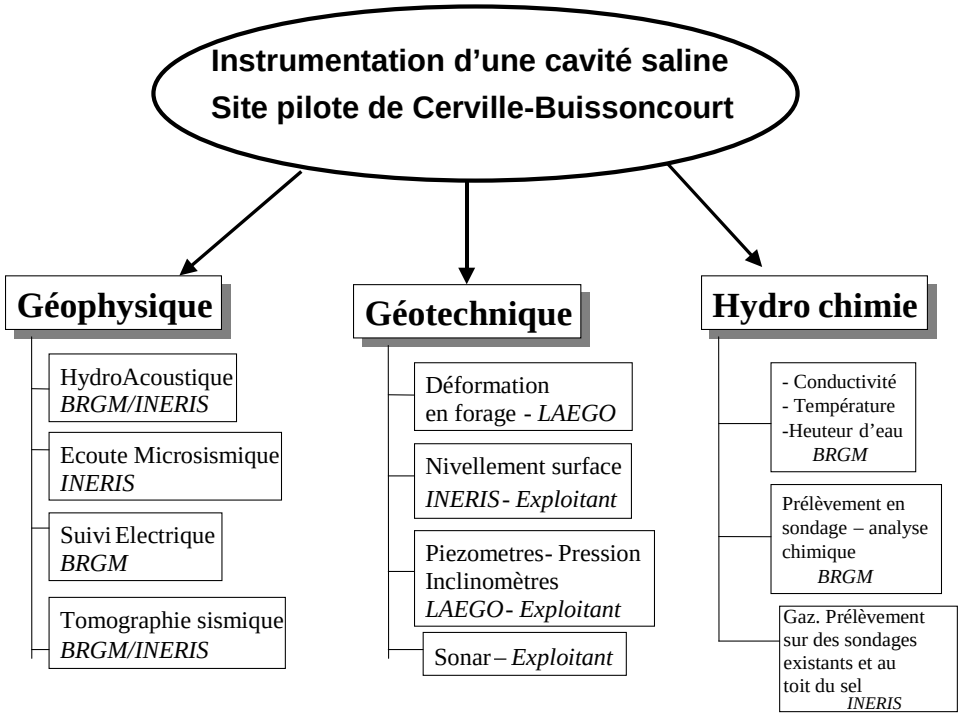


Figure 2a: Organigramme de l'instrumentation de la cavité saline de Cerville-Buissoncourt

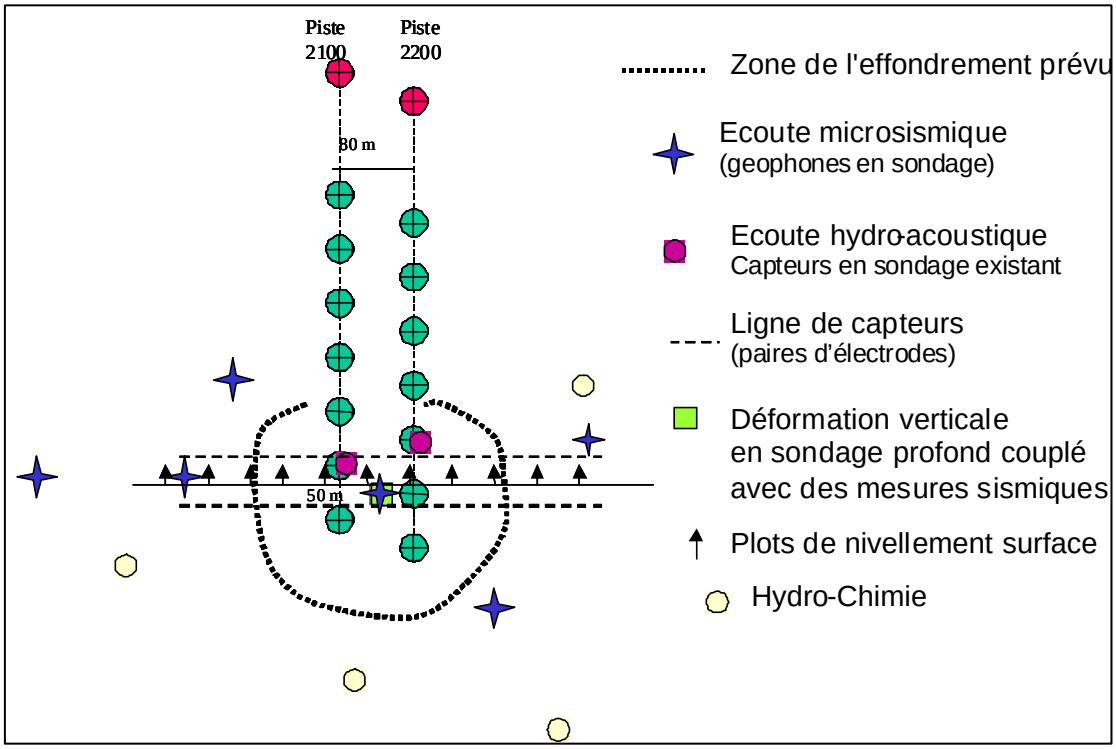


Figure 2b: Schéma des différentes instrumentations de la cavité saline de Cerville-Buissoncourt

Compte tenu du retard[2] accumulé sur la reprise de la dissolution au niveau de la cavité, les mesures acquises en continu et analysées depuis le début de l'instrumentation concernent principalement l'écoute microsismique et ponctuellement les mesures extensométriques en forage, obtenues lors des essais contrôlés de pression. Dans ce qui suit, on s'intéressera à l'analyse de l'écoute microsismique de la cavité pendant les phases d'essai contrôlé de pression et d'évolution récente de la cavité.

2. Ecoute microsismique

2.2. Configuration du réseau

Le réseau microsismique de Cerville-Buissoncourt est constitué de 3 sondes unidirectionnelles (M1, M2, et M4) et 4 sondes tridirectionelles (M3, M5, M63, et M62 du sondage M6) installées dans des trous de forages autour de la cavité saline (Figure 3). Cette géométrie circulaire permet d'assurer une couverture azimutale de la zone d'intérêt pour la localisation des foyers d'événements microsismiques associés à l'évolution de la cavité. Les sondes sont placées à des profondeurs variables entre 35 m et 125 m dans des forages cimentés. Chaque sonde est composée de géophones dont la fréquence naturelle est de 40 Hz, et permettent d'enregistrer des signaux jusqu'à 1, kHz. Le système d'acquisition a enregistré les premiers évènements microsismiques en janvier 2005 ; l'activité dite « normale » est en moyenne de 3 événements par jour.

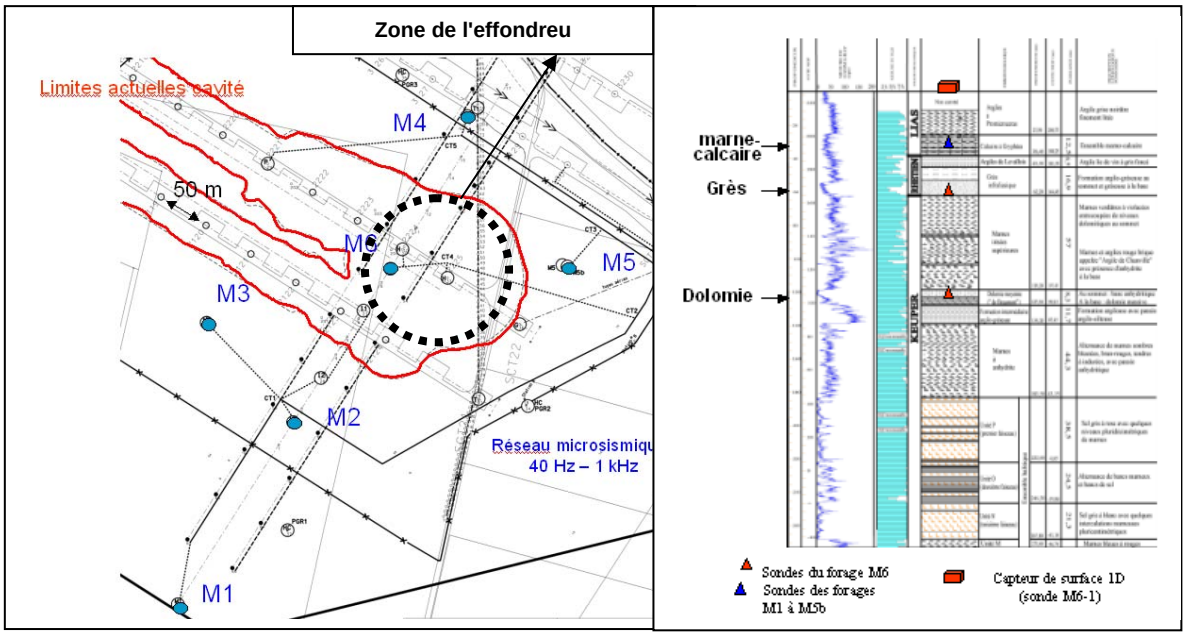


Figure 3 : Situation du réseau microsismique par rapport à la cavité saline (gauche) et à la lithologie du site (droite)

[2] La reprise de la dissolution prévue initialement pour l'année 2005 a été reportée de manière récurrente pour des raisons techniques et de production

2.2. Essai de pression – analyse microsismique

Pour étudier les effets de changement de pression dans la cavité saline, un essai contrôlé de pression a été réalisé en octobre 2005. L'objectif était d'obtenir, d'une part, un premier retour d'expérience sur le comportement mécanique de la cavité et du recouvrement et, d'autre part, d'adapter une surveillance fine et maîtrisée de l'évolution de la cavité pendant la phase de dissolution. Le rabattement du niveau de saumure s'est déroulé suivant un mode opératoire qui a permis une descente de pression sur deux paliers (ΔP_{total} = 0,5 MPa) et une remontée rapide pour atteindre le niveau d'origine. A l'exception de l'écoute microsismique, l'essai de pression n'a *a priori* pas induit d'instabilités suffisantes dans le massif, détectables par les instrumentations de mesure en mode d'acquisition continue (extensomètre, inclinomètre, tachéométrie…). Lors de la descente du niveau de la saumure, une activité microsismique s'est manifestée par une rafale d'événements d'une durée de 3 secondes alors qu'à la remontée trois rafales de 20 secondes ont été enregistrées (Figure 4). Ces dernières rafales auraient un lien avec la vitesse de remontée (plus importante qu'à la descente) de la saumure qui induiraient des instabilités dans le massif de manière plus soutenue. Notons que l'énergie de ces événements reste relativement faible, voire comparable à celle mesurée avant les essais.

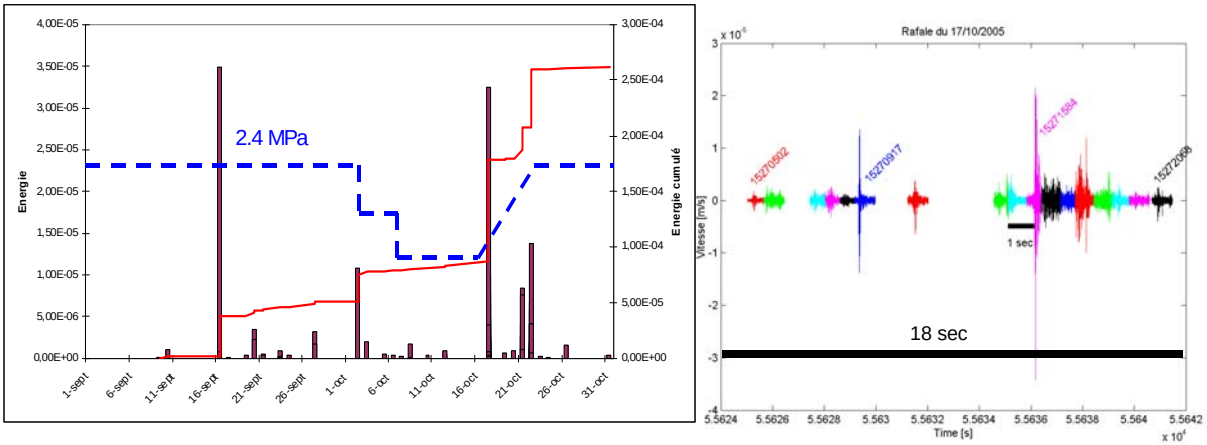


Figure 4 : Essai de pression dans la cavité saline de Cerville (gauche) et activité microsismique enregistrée lors de la remontée de la saumure (droite).

L'activité microsismique serait liée à deux mécanismes comportementaux de la cavité saline. Il s'agit du délitement (assimilable à des ruptures) des marnes au contact direct de la saumure (toit de la cavité) et des chutes de blocs de marne dans la saumure (Mercerat et al, 2007, Driad-Lebeau, 2007a, 2007b). Ces deux mécanismes présentent clairement deux types d'événements microsismiques : (1) événements de fréquence inférieure à 100 Hz représentant 80 % des enregistrements et correspondraient au mécanisme de chute de marne dans la saumure et (2) les événements de plus courte durée et haute fréquence (> 100 Hz) qui se produiraient lors des ruptures au sein des marnes au toit du sel (mécanisme décrochant et non cisaillant).

3. Evolution de la cavité

L'écoute microsismique du site de Cerville depuis janvier 2005 a permis de relever une évolution relativement remarquable de la cavité saline notamment dans la période du mois de mai 2007. Les événements marquant peuvent être soulignés comme suit (Figure 5):

1. une activité microsismique de moins de 10 événements/jour jusqu'à novembre 2005. Ces événements sont localisés au niveau de la cavité (toit et saumure) ;
2. depuis janvier 2006, une augmentation notable de l'activité avec une fréquence (i.e. pente nombre événements/jour) particulièrement importante à partir de septembre 2006 ;
3. dans la journée du 8 mai 2007 à 23h56, une crise sismique s'est manifestée par des déclenchements quasi-continus de rafales (plus de 1000) dont 70 sont exploitables (rapport signal/bruit > 100) ;
4. dans la journée du 31 mai à 23h45, une rafale a été enregistrée. Cette activité est moins importante que celle du 8 mai en nombre d'événements mais elle se caractérise par une énergie comparable ;
5. entre les mois de juin et septembre 2007, l'activité a légèrement baissé mais reste néanmoins plus importante que celle enregistrée avant la journée du 8 mai 2007.

Les résultats d'analyse de l'ensemble des événements sismiques indiqueraient que l'augmentation de l'activité sismique est liée en partie aux effets de la dissolution partielle en cours sur la piste 2200 à plus de 200 m de la cavité. Par ailleurs, la crise sismique enregistrée en mai 2007, particulièrement forte dans la journée du 8 mai, serait associée à la chute d'une épaisseur de marne du toit comprise entre 8 à 22 m d'épaisseur, observée par mesures de diagraphie (Figure 6). Dans la soirée du 31 mai, une rafale d'événements microsismiques a été enregistrée avec une énergie aussi forte que celle de la crise du 8 mai, la cavité continuerait donc à évoluer. Compte tenu des évènements récents ainsi que des conclusions tirées des analyses de données, il est désormais possible de distinguer un état initial (année 2005) et un état dit « évolutif » de la cavité (depuis 2006).

Il ressort des observations déduites de l'écoute microsismique que la cavité est réactive avec une tendance d'évolution avérée. A noter que les marnes décrochées du toit immédiat de la cavité sont plutôt résistantes (alternance de niveaux anhydritiques). Une évolution plus rapide dans les niveaux marneux sus-jacents peut donc être attendue, pour atteindre finalement le mur du banc de dolomie, niveau le plus résistant mécaniquement dans le recouvrement. Compte tenu des dimensions actuelles très importantes de la cavité (portée supérieure à 160 m), le critère de rupture de ce dernier pourrait être atteint rapidement conduisant à l'effondrement de la cavité.

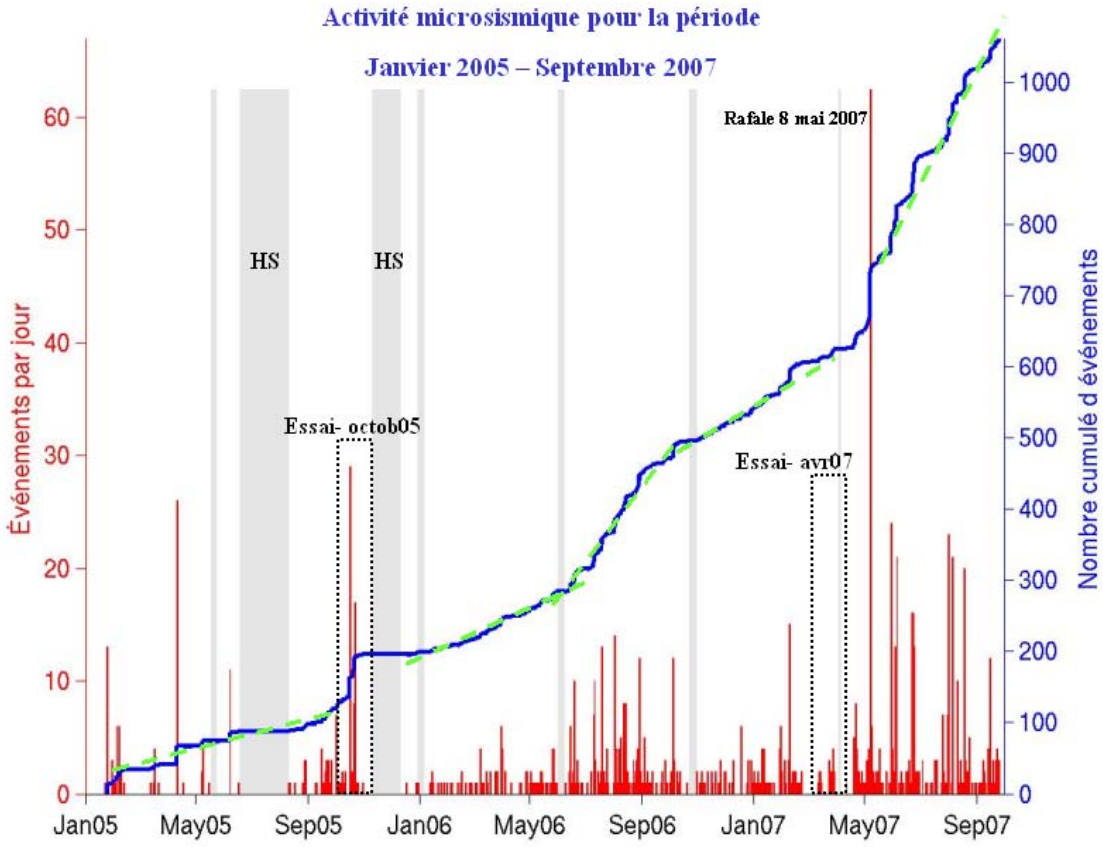


Figure 5 : Activité microsismique enregistrée entre janvier 2005 et septembre 2007.

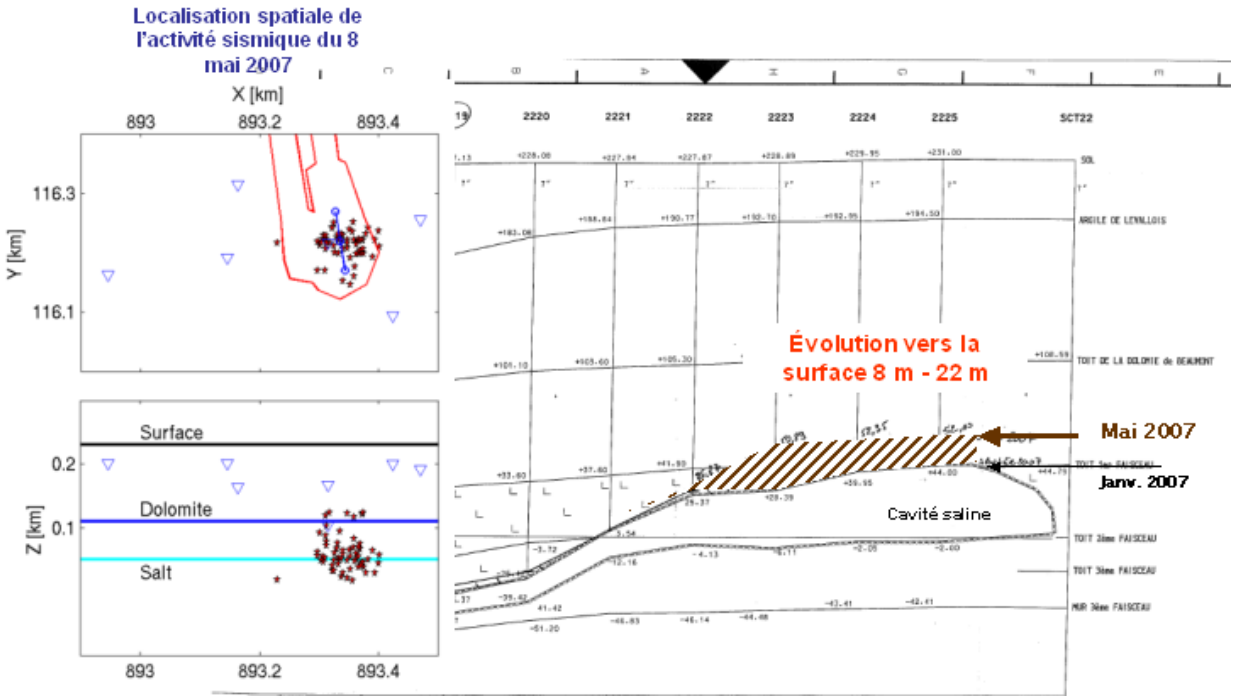


Figure 6 : Evolution du toit de la cavité saline mesurée par diagraphie (droite) et localisation des événements microsismiques de la crise du 8 mai 2007 (gauche).

Dans la figure 6, on notera que les foyers et les sondes microsismiques sont représentés respectivement par des étoiles et des triangles. Par ailleurs, la chute de marne a été observée au niveau des puits 2223-2224-2225 par mesure de diagraphie

4. Conclusion

Une instrumentation multidisciplinaire de la cavité saline sur le site pilote de Cerville-Buissoncourt a été mise en œuvre à partir de techniques d'auscultation et de surveillance telle que l'écoute microsismique afin d'acquérir des données pour la compréhension des mécanismes mis en jeu lors du processus de l'effondrement. Après une phase de relatif "calme" de l'activité microsismique, une évolution significative et graduelle de la cavité a été mise en évidence par l'augmentation du nombre d'évènements aussi bien en fréquence qu'en énergie. Cette évolution est liée à la superposition de l'effet de dissolution partielle dans la cavité instrumentée induit par la dissolution pratiquée à plus de 200 m et une évolution naturelle du toit de la cavité par délitement des marnes. Ces deux effets ne peuvent pas être discriminés tant que la cavité reste sous l'influence indirecte de la dissolution. Au vu de ces observations actées par mesures régulières de diagraphie, le toit de la cavité continue à évoluer conformément aux dernières mesures de diagraphie (nouvelle remontée de 6 m du toit en janvier 2008). En toute logique, cette période d'évolution doit être assimilée à la phase initiale du processus d'effondrement qui sera suivi en 2008 par l'ensemble de l'instrumentation mise en œuvre sur le site de Cerville-Buissoncourt.

5. Références bibliographiques

Driad-Lebeau L. (2007a) Auscultation microsismique, tachéométrique et suivi des émissions de gaz de la cavité saline de Cerville-Buissoncourt (Concession saline de Solvay, 54). Rapport N°2 INERIS -DRS-07-86098-01322A pour le DARQSI/MEDAD

Driad-Lebeau L. (2007b) Auscultation microsismique, tachéométrique et suivi des émissions de gaz de la cavité saline de Cerville-Buissoncourt (Concession saline de Solvay, 54). Rapport N°3 INERIS -DRS-07-86098-01124A pour le DARQSI/MEDAD

Fortier, E., Maisons C. and Renoux P. (2006) Seismic Monitoring of Underground Storage in Salt Cavity in a Seismo-tectonic Context, *Proc. of Solution Mining Research Institute*, *Spring Conference, Brussel, Belgium*

Mercerat D., Driad-lebeau L., Bernard P., Mountaka S. (2007) Induced seismicity monitoring of an underground salt cavity – A transient pressure experiment. Solution Mining Research Institute; Spring 2007 Technical Meeting Basel, Switzerland, 29 April 29 – 2 May 2007

Toon Samuel Styles Peter (2005) Microseismic Monitoring of Abondoned Salt Mines Beneath. NORTHWICH, CHESHIRE, UK. *Post-Mining 2005, November 16-17, Nancy.*

MODELISATION TRI-DIMENSIONNELLE AVEC PHASAGE DE L'INTEGRALITE DU LABORATOIRE EXPERIMENTAL DE L'ANDRA

A THREE DIMENSIONAL AND STEEPING MODELLING OF THE WHOLE ANDRA RESEARCH LABORATORY

Farid LAOUAFA[(1)],Gilles ARMAND[(2)], Jean-Bernard KAZMIERCZAK[(1)]
Tatiana MAISON[(1)(3)]

1 INERIS - Parc technologique ALATA, BP 2, 60550 Verneuil-en-Halatte, France.
2 ANDRA- Laboratoire de recherche souterrain de Meuse Haute Marne, Route départementale 960, 55290 Bure, France.
3 Ecole Centrale Paris. LMSSMat : UMRS-CNRS 8579, Grande Voie des Vignes, 92295 Châtenay-Malabry cedex.

RÉSUMÉ – L'objet de cet article est la présentation de résultats d'une modélisation 3D à grande échelle en prenant en compte le phasage des différentes excavations de l'intégralité du laboratoire souterrain de Meuse Haute Marne de l'ANDRA. Les résultats montrent l'intérêt de réaliser un tel calcul pour déterminer les champs de contrainte et les interactions entre les différents ouvrages même si un modèle rhéologique simple a été utilisé.

ABSTRACT – The purpose of this paper is the presentation of some results of the three-dimensional linear and non-linear finite element modelling when taking into account the different excavation steps, of the whole ANDRA underground laboratory. The main goal of this study is to analyse the interference between drifts and shafts, the spatial extension of the perturbed zone and induced state of stress.

1. Introduction

L'agence nationale pour la gestion et le stockage des déchets radioactifs (ANDRA) mène depuis plusieurs années des investigations sur la faisabilité d'un stockage de déchets radioactifs en formation géologique profonde. Le laboratoire souterrain de Meuse /Haute Marne s'inscrit dans cette mission de recherche et d'acquisition de données sur les argilites du Callovo-Oxfordien. Ces recherches sont menées dans des disciplines aussi diverses que la chimie, la géologie-hydrogéologie, la géomécanique et ont pour but de qualifier les capacités de confinement de la barrière géologique vis-à-vis de la sûreté, de connaître et comprendre la géologie, l'hydrogéologie et l'impact des creusements des ouvrages souterrains.

Le laboratoire est constitué de deux puits de 500 m de profondeur, de plusieurs galeries et niches ; le tout formant une géostructure relativement grande et complexe. L'analyse des creusements, du comportement des ouvrages et de leurs l'impact sur l'environnement, en particulier en terme d'endommagement induit par le creusement (EDZ) sont les thèmes principaux des recherches en géomécanique. Ces analyses demandent une bonne compréhension de l'évolution de l'état de contrainte autour des ouvrages et la compréhension des interactions entre les différents éléments de la structure. Compte tenu de la complexité du réseau et du pha-

sage de construction avec plusieurs fronts d'excavation une analyse numérique tridimensionnelle a été réalisée. Cette analyse est de nature purement mécanique (sans couplages thermo-hydro-mécaniques et/ou géochimiques). Elle a pour but d'analyser, en termes de réponse mécanique du massif, l'influence du creusement des différentes galeries, en tenant compte de la chronologie de réalisation et de la forme de cette géostructure. Les éventuelles interactions ainsi que les évolutions spatiales et temporelles de différents champs (déplacement, contraintes, etc.) sont étudiées au niveau du laboratoire.

Le comportement des ouvrages souterrains est lié au comportement en général hydro-mécanique de la roche et naturellement à l'histoire mécanique du site. Le creusement d'un réseau complexe d'ouvrages (puits, galeries) modifie le champ de contrainte à proximité des ouvrages et, de ce fait, peut modifier le comportement d'un ouvrage particulier. Le comportement observé in situ est en général différent de celui prédit avec un modèle numérique basé sur un ensemble d'hypothèses plus moins fortes. Cependant la pertinence de certaines modélisations numériques sont indéniables. Pour estimer le champ de contrainte actuel au niveau du laboratoire et pour quantifier l'effet du creusement des ouvrages successifs, il est nécessaire de réaliser une modélisation numérique à grande échelle comprenant l'ensemble du réseau de galeries et des puits du laboratoire. Pour quantifier les variations des différents champs et les conséquences que cela peut avoir sur le comportement des différentes parties des ouvrages, il est indispensable de simuler l'excavation des ouvrages avec un phasage relativement représentatif du phasage réellement adopté. La complexité du réseau, la taille du modèle et le nombre de phases d'excavation, conduisent à résoudre un problème très complexe. Il a été choisi de prendre en compte des comportements rhéologiques simples (élasticité et élastoplasticité) pour valider la démarche et fournir un premier ordre de grandeur.

Après une brève présentation du site, nous présenterons le modèle géométrique ainsi que les différentes hypothèses que nous avons adoptées dans cette modélisation 3D avec les différentes phases d'excavation. La simplicité des modèles rhéologiques adoptés ne doit pas masquer l'objectif initial qui est une estimation et une description plus qualitative que quantitative. Notons cependant qu'avec des modèles rhéologiques simples nous obtenons dans certains cas des résultats comparables à certaines mesures effectuées in-situ.

2. Présentation du modèle

2.1. Modèle géométrique

L'une des principales difficultés de la modélisation réside dans la réalisation de la géométrie du réseau de galeries et du maillage associé. En effet, la forme géométrique des galeries, des puits et des recettes (Fig. 1), ainsi que leur disposition et leur intersection génèrent un ensemble géométrique extrêmement complexe. L'ensemble des galeries et des puits du laboratoire est représenté au niveau du Callovo-Oxfordien.

L'extension du domaine d'étude couvre une zone horizontale de 250 m $\times$ 180 m sur une hauteur de la couche du Callovo-Oxfordien de 150 m. Le volume du domaine d'étude est donc de 6.750.000 m^3. La figure 2 illustre la géométrie adoptée pour le réseau de galeries et de puits.

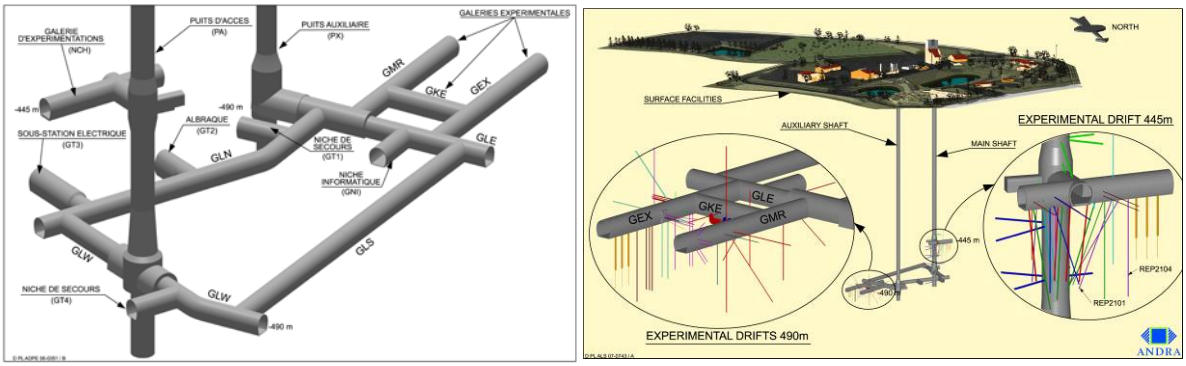


Figure 1. Vues 3D de l'ensemble des galeries et puits dans le Callovo-Oxfordien

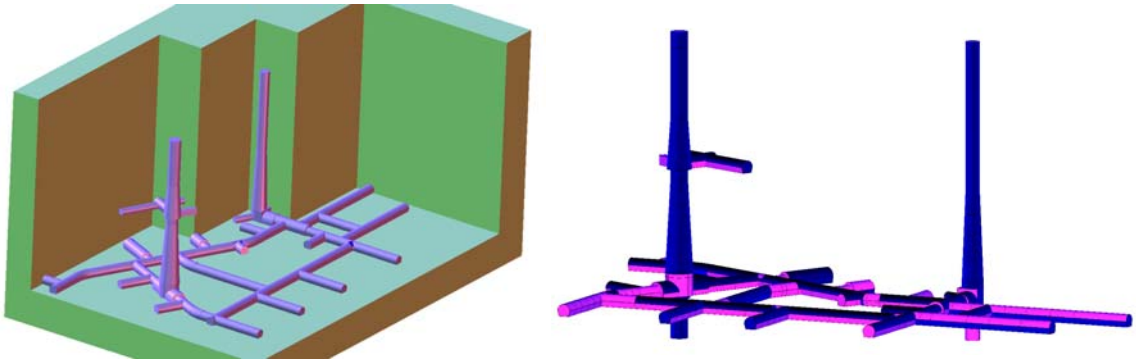


Figure 2 : Vue 3D de l'ensemble des galeries, des puits et du massif tronqué

2.2. Maillage du modèle numérique

La génération du maillage pose un certain nombre de difficultés. En effet, l'existence de fortes singularités géométriques locales, notamment au niveau de différentes intersections, rend complexe sa réalisation. Cependant, le maillage adopté est suffisamment raffiné pour permettre d'obtenir des champs de contraintes et de déplacements suffisamment précis au voisinage des ouvrages les plus importants et suffisamment grossier, dans les zones de faibles gradients (loin des ouvrages), et ce pour réaliser les calculs dans un délai raisonnable.

La figure 3 ci-dessous illustre l'ensemble du maillage des galeries et puits. Le maillage est constitué de 603.325 tétraèdres à 10 nœuds.

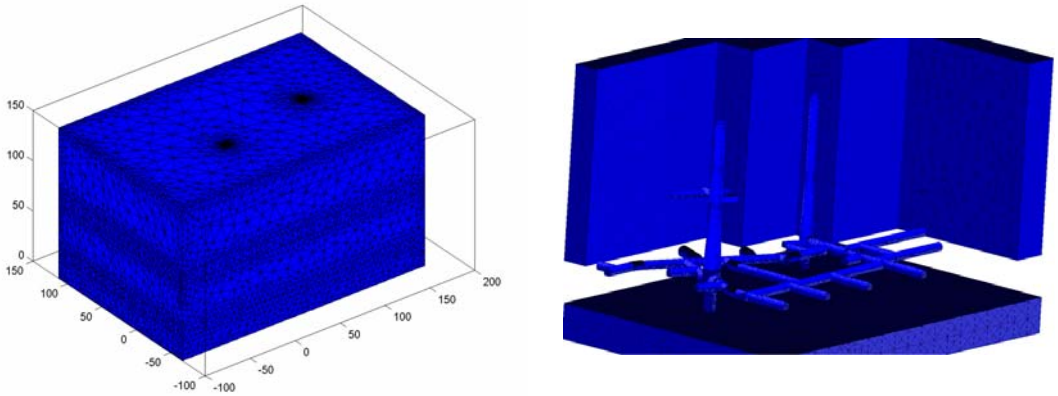


Figure 3 : Vue extérieure du maillage du domaine

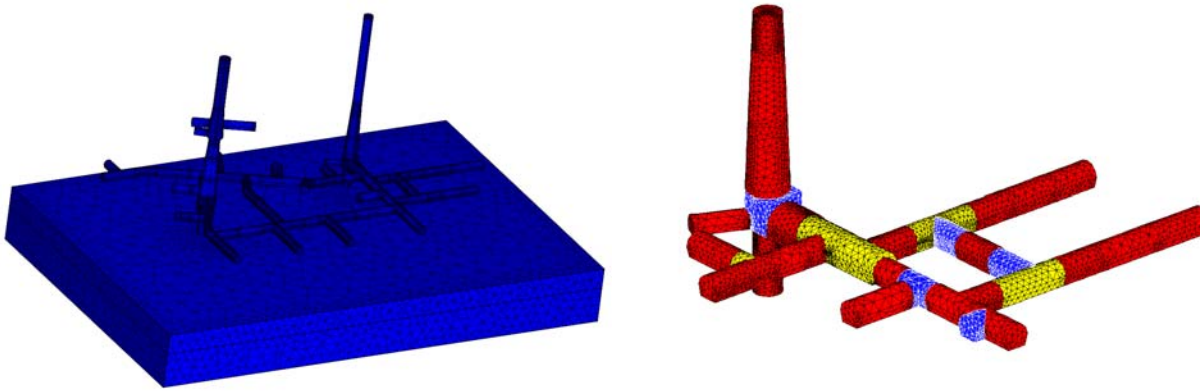


Figure 4 : Maillage des galeries (gauche) et détail (droite)

Pour les modélisations, des éléments de degré 2 ont été choisis pour les calculs élastiques. Le nombre total de degrés de liberté est alors en phase initiale de 2.452.635. Pour des raisons de faisabilité, les calculs élastoplastiques ont été réalisés avec des éléments de degré 1 (environ 650.000 ddl).

3. Modèle rhéologique et conditions aux limites

Deux modèles de comportement ont été utilisés dans cette étude. Il s'agit du modèle de comportement élastique isotrope et du modèle de comportement élastique parfaitement plastique modifié de Drucker-Prager. Les valeurs des caractéristiques des modèles, fixées par l'ANDRA lors des réunions de lancement de l'étude et du 13 novembre 2006, sont présentées dans les Tableau I et II. Elles correspondent aux différents faciès rencontrés.

Tableau I : Caractéristiques mécaniques des différents faciès– Modèle élastique

Paramètre	Valeur
Faciès A - Module d'Young E_1	5400 MPa
Faciès B – Module d'Young E_2	4500 MPa
Faciès C – Module d'Young E_3	4500 MPa
Coefficient de Poisson ν	0,3

Tableau II : Caractéristiques mécaniques des différents faciès– Modèle élastoplastique

Paramètre	Faciès A	Faciès B	Faciès C
Module de Young (E)	5400 MPa	4500 MPa	4500 MPa
Coefficient de Poisson ν	0,3	0,3	0,3
Cohésion (c)	4 MPa	4 MPa	4 MPa
Résistance à la traction (Rt)[1]	2,6 MPa	2,6 MPa	2,6 MPa
Angle de frottement ϕ	13 °	13 °	13 °

Comme cela a déjà été précisé, le modèle élastique-parfaitement plastique est celui de Drucker-Prager modifié. Le critère de rupture ou fonction de charge $F(\underline{\underline{\sigma}})$ du modèle original de Drucker-Prager adopte la forme suivante :

[1] Le modèle élastique parfaitement plastique de Drucker-Prager programmé n'est pas tronqué en traction

$$F = \frac{2\sin(\phi)}{\sqrt{3}(3-\sin(\phi))} I_1 + \sqrt{J_2'} - \frac{6c\sin(\phi)}{\sqrt{3}(3-\sin(\phi))} = 0 \quad (1)$$

Expression dans laquelle I_1 représente le premier invariant du tenseur des contraintes alors que J_2' représente le second invariant du déviateur des contraintes. Le critère de rupture exprimé ainsi passe par les vertex extérieurs du critère de Mohr-Coulomb. Ce critère est beaucoup plus conservateur que le modèle de Mohr-Coulomb. Pour palier ce problème, nous avons adopté pour le critère (qui passe par les vertex intérieurs du critère de Mohr-Coulomb) l'expression suivante :

$$F = \frac{2\sin(\phi)}{\sqrt{3}(3+\sin(\phi))} I_1 + \sqrt{J_2'} - \frac{6c\sin(\phi)}{\sqrt{3}(3+\sin(\phi))} = 0 \quad (2)$$

Les conditions aux limites et conditions initiales sont précisées ci-dessous relativement au référentiel défini dans la figure 5

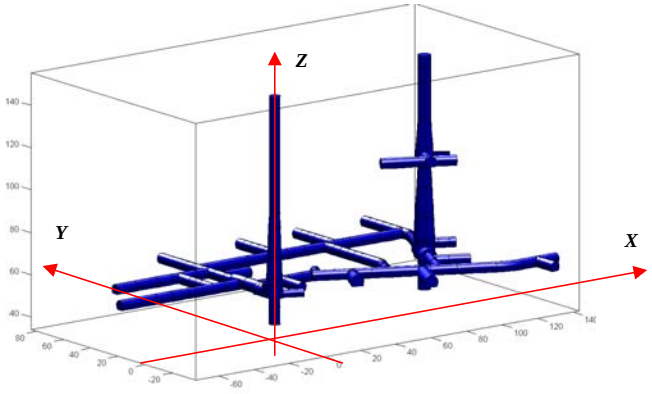


Figure 5 : Condition aux limites statique et cinématique

Les conditions aux limites sont :

- Déplacement nul suivant la normale de toutes les faces verticales ainsi que pour la normale de la face inférieure du domaine.
- Le domaine étant restreint dans la direction Z à 150 m, une contrainte normale en partie supérieure du domaine est imposée. Sa valeur est égale à -9,95 x (0,0,1) MPa. Le poids volumique des terrains (γ) est supposé constant et égal à 25 kN/m^3.

Les conditions initiales sont : $\begin{cases} \sigma_{xx} = Kox \times \sigma_{zz} \\ \sigma_{yy} = Koy \times \sigma_{zz} \\ \sigma_{zz} = -9{,}95\text{-}\gamma \times (150 - z) \end{cases}$

Les coefficients Kox et Koy sont : $Koy = \frac{\sigma_{yy}(0)}{\sigma_{xx}(0)} = 1{,}3$, $Kox = \frac{\sigma_{yy}(0)}{\sigma_{xx}(0)} = 1$

Les contraintes $\sigma_{xx}(0)$, $\sigma_{yy}(0)$ et $\sigma_{zz}(0)$ représentent les contraintes initiales. On suppose naturellement que le champ de contrainte initial est principal. A titre

d'exemple, pour un plan à la base du réseau de galeries (Z=55 m dans le modèle, Z=-492,9 m, cote réelle), le tenseur de contraintes en tout point est de :

$$\begin{cases} \sigma_{xx} = -12,33 \text{ MPa} \\ \sigma_{yy} = -16,02 \text{ MPa} \\ \sigma_{zz} = -12,33 \text{ MPa} \end{cases}$$

4. Quelques résultats

Soulignons, qu'au vu du nombre de résultats, que ces derniers sont encore en cours d'analyse. Les figures 6 et 7 illustrent différentes vues de la norme Euclidienne du déplacement obtenue à la fin de la dernière excavation. Ces représentations sont intéressantes car elles donnent un aperçu général de la distribution spatiale des zones perturbées par les excavations.

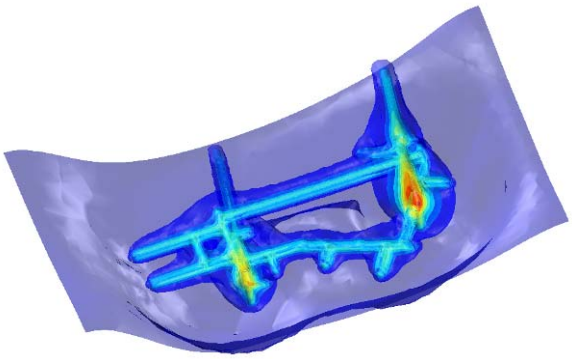


Figure 6: Vue 3D de l'isovaleur de le norme Euclidienne du déplacement

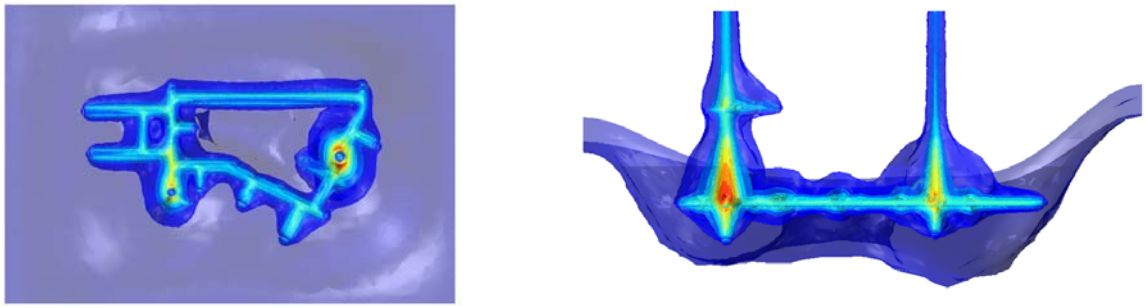


Figure 7: isovaleur de la norme Euclidienne du déplacement (vues dessus & cotés)

On observe que l'évolution des déplacements "radiaux" Ur sont en $Ur = O\left(\frac{r_0}{r}\right)$.

Le maximum est observé au voisinage des plus grosses ouvertures et des intersections. L'amplitude des déplacements varie de 5 mm à 4 cm.

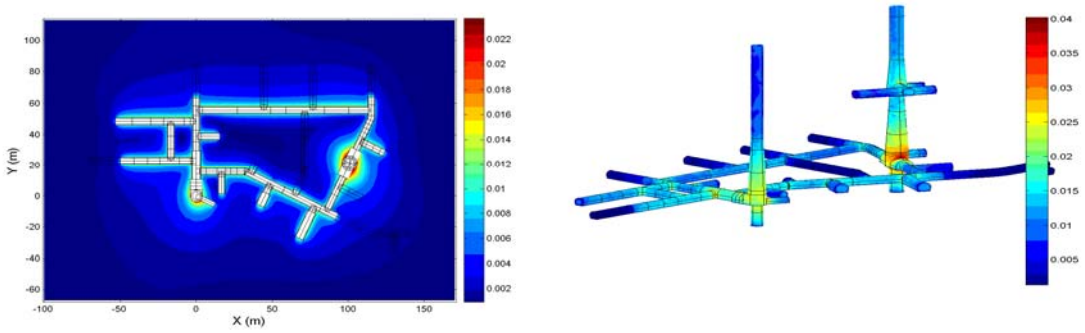


Figure 8: Isovaleurs de $\|U(x,y,z)\|$ au niveau d'un plan passant par le "milieu" du laboratoire (z = 57 m) à gauche. Isovaleurs de $\|U(x,y,z)\|$ aux niveaux des frontières intérieures des puits et galeries.

La figure ci-dessous donne un aperçu plus précis des isovaleurs de $\|U(x,y,z)\|$ notamment les lieux de plus grandes intensités.

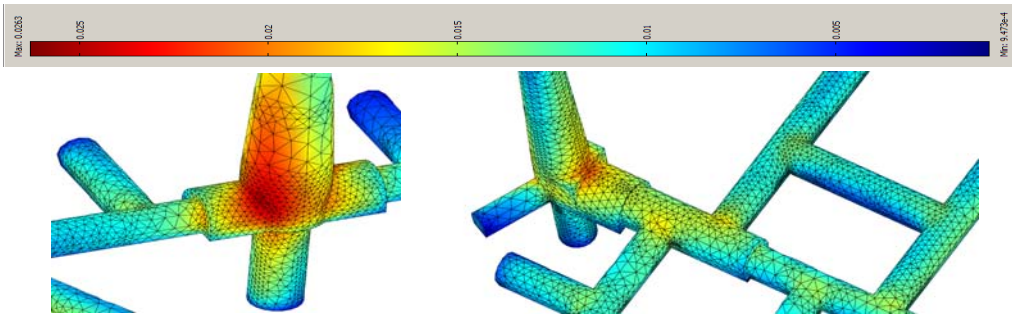


Figure 9: Détails des isovaleurs de $\|U(x,y,z)\|$ aux niveaux des frontières intérieures des puits et galeries.

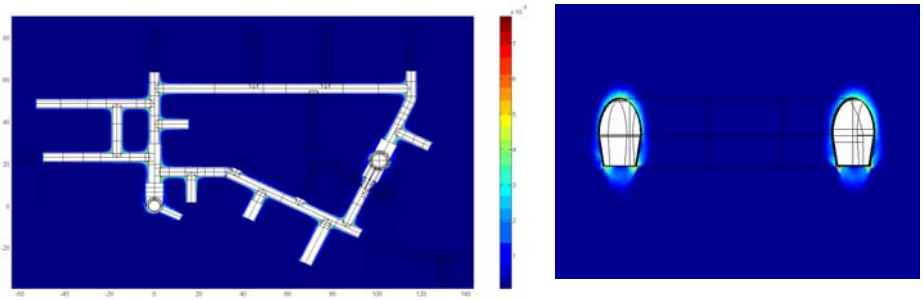


Figure 10: Exemple de la zone affectée par la plasticité. Présentation pour un plan situé à z = 57 m et une coupe verticale.

En termes de plasticité, cette dernière issue des calculs élastoplastiques, est contenue au voisinage des ouvertures (Fig. 10) avec une extension "radiale" relativement limitée.

Dans la figure 11, nous avons représenté une comparaison de l'évolution de mesures expérimentales des déplacements effectués dans une zone particulière du la-

boratoire et l'évolution des déplacements issus des modélisations en cette même zone. La zone de mesure se situe à -447 m sur une profondeur de 20 m. La période de mesure est de deux mois. Les mesures in-situ varient de 0,51 *mm* à 1,05 *mm*, ceux issus du calcul éléments finis varient de 0,5 *mm* à 1 *mm*.

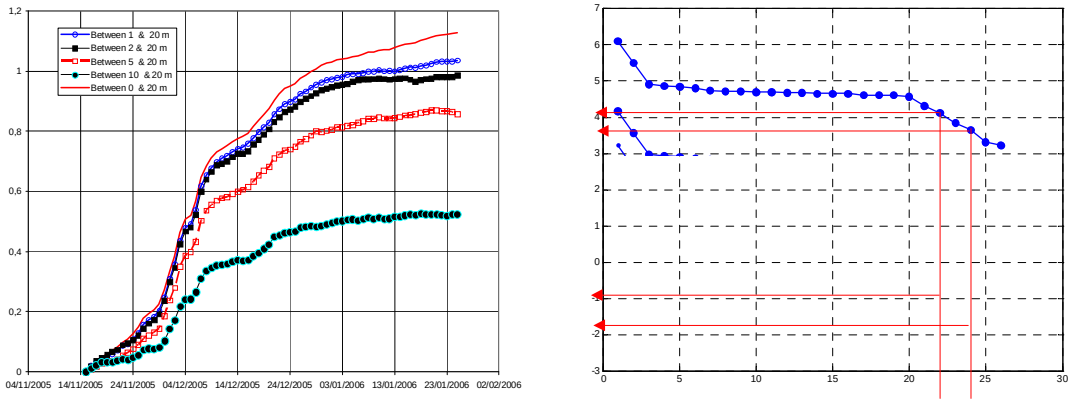


Figure 11: Déplacement relatifs : mesurés (gauche) et calculés (droite)

5. Conclusions

Nous avons brièvement présenté la modélisation numérique mécanique 3D de la structure complexe du laboratoire de l'Andra. Le comportement mécanique de ces structures souterraines a été étudié par le mode de pas-à-pas. Le but de ce travail est d'analyser les différentes interactions mécaniques entre les différentes composantes du laboratoire et d'analyser leur évolution en "temps" au cours des excavations (sans prendre en compte un comportement différé). La pertinence de cette modélisation de grande dimension est double. La première est que l'approche adoptée donne plusieurs informations sur la distribution spatiale et l'évolution temporelle des différents champs (contrainte, déplacements, etc.). Deuxièmement, nous avons certaines mesures concernant l'extension des perturbations induites par les différentes excavations, et des éventuelles interactions entre les composantes du laboratoire. Une telle analyse 3D pas à pas est difficilement contournable, car le développement du laboratoire ne suit aucune symétrie particulière. L'utilisation de comportement rhéologique simple donne des informations qualitatives intéressantes. Il n'est pas encore envisageable de réaliser un calcul d'une telle ampleur avec des modèles rhéologiques plus raffinés, mais l'analyse de ces résultats nous permet de définir pour quelle géométrie la réalisation de calcul plus complexe est pertinente.

6. Références bibliographiques

ANDRA (2005a) Dossier 2005, synthesis, Evaluation of the feasibility of a geological disposal in an argillaceous formation, décembre 2005 (available at www.andra.fr).

ANDRA (2005b) – collectif, Dossier 2005 Argile - Référentiel du site Meuse/Haute-Marne. Andra report n° C.RP.ADS.04.0022, Andra, Ed. N°271 B à 275 B, December 2005.

Delay J., Vinsot A., Krieguer J.M., Rebours H., Armand G. (2007a). Making of the underground scientific experimental programme at the Meuse/Haute-Marne underground research laboratory, North Eastern France. Physics and Chemistry of the Earth 32 (2007) 2-18, doi:10.1016/j.pce.2006.04.033

Delay J., Forbes P.-L., Roman J. (2007b) The Meuse Haute Marne underground research laboratory : seven years of scientific investigations, Lille

Piguet J.P. (2001) French Underground Research Laboratory – Construction and experimental programme, ICEM'01 – Brugge Belgium.

RISQUE SOUTERRAIN ET INCERTITUDES DE DETECTION LES MARNIERES DE HAUTE-NORMANDIE

UNDERGROUND RISK AND DETECTION UNCERTAINTY THE MARL QUARRIES OF NORMANDY

Pierre J. MARTIN, Directeur de projet
ANTEA Ingénierie et Conseil, Orléans, France

RÉSUMÉ – Les marnières sont d'anciennes carrières souterraines. Leur nombre est estimé à 140 000 environ en Haute-Normandie. Les effondrements survenus ont conduit à adopter pour l'urbanisme une réglementation préventive afin de réduire le risque. Le faible volume des cavités, souvent inférieur à 1 000 m^3 et leur profondeur, entre 15 et 40 m, les rendent difficiles à détecter. Méthodes et retour d'expérience.

ABSTRACT – "Marnières" are underground forgotten marl quarries. About 140 000 of them should exist in Normandy. To reduce the risk, town planning rules have been established. The size of these cavities is generally less than 1 000 m^3 and their depth up to 40 m, so their detection is hardly possible. Methods and practice feed-back.

1. Les marnières de Haute Normandie

Les deux départements de la Haute Normandie, la Seine-Maritime et l'Eure recèlent d'innombrables carrières souterraines, parfois connues, le plus souvent oubliées, toujours difficiles à détecter avant qu'elles ne se manifestent en surface sous forme d'un léger affaissement avertisseur ou d'un effondrement brutal aux conséquences potentiellement catastrophiques.

Ces marnières ont été exploitées pour la plupart au XIXème siècle jusqu'au début du XXème siècle. On y extrayait cette craie tendre, la « marne », utilisée pour amender les sols acides des parcelles agricoles. Bien que quelques rares ouvrages disposent d'une entrée en cavage lorsqu'ils sont situés à flanc de coteau, la grande majorité d'entre eux est accessible par un puits vertical qui traverse successivement les limons superficiels, les argiles à silex (faciès résiduel de l'altération de la craie) et enfin le toit de la craie dont la profondeur est susceptible de varier fortement à quelques mètres d'écart latéral. Entre deux campagnes successives d'extraction de marne, le puits était rebouché, parfois partiellement en disposant une voûte maçonnée au toit de la craie (parfois simplement quelques grosses branches). Lorsque le puits était abandonné prématurément faute de trouver une craie de qualité satisfaisante ou lorsque le massif crayeux apparaissait fragilisé par une forte karstification locale (puits dits « avortés »), le matériau nécessaire au rebouchage était tout prêt et disponible en tête de puits. Peu de différence dans ce cas entre le matériau encaissant et la colonne de remblai. Indétectable après un siècle de consolidation des remblais … sauf si l'activité karstique locale déclenche un lent soutirage à la base de la colonne de remblais. En surface, apparaît alors une légère dépression récurrente, susceptible d'être remarquée par l'exploitant agricole actuel. Mais quel intérêt d'identifier un puits avorté puisqu'il n'y a aucune cavité à la base présentant le moindre risque ?

Il n'en va pas de même lorsque le puits est remblayé après une longue période d'exploitation : le matériau de remplissage du puits contient alors la mémoire du site et tous types d'inclusions représentatives des us de l'époque : bouteilles, vaisselle, céramiques, coquilles d'huître, sans parler de trouvailles plus exotiques.

Dans les deux cas, ce puits comblé demeure un cheminement privilégié pour les eaux souterraines infiltrées dans ce milieu plutôt imperméable des argiles à silex. Il évolue par étapes successives, souvent à la suite d'une période de fortes précipitations : tassement de la colonne, solifluxion et fluage des matériaux dans la chambre d'exploitation à la base du puits, débourrage franc et brutal sur plusieurs mètres de hauteur, lorsque cède l'embâcle qui supporte la colonne de remblais, faisant apparaître en surface un trou bien circulaire comme découpé à l'emporte-pièce.

Plus rares sont les marnières qui se manifestent en surface par la venue à jour d'un fontis ou par effondrement d'une chambre entière.

De nombreuses marnières ne se manifesteront d'ailleurs jamais en surface, pour peu que le marneron ait ménagé des piliers suffisamment dimensionnés et que les portées du toit entre appuis n'excèdent pas la capacité mécanique de la craie. Mais n'oublions pas que la marne était le gagne-pain du marneron, rétribué au panier de marne remonté à la surface. Ses intentions n'étaient certes pas de réaliser des ouvrages qui traversent les siècles. On a pu admirer souvent leur hardiesse ou leur désinvolture dans cet exercice périlleux à 30 m sous terre : 6 000 m^3 de vide sur deux niveaux à Gruchet-le-Valasse entre la mairie et l'église, en plein centre bourg ! Deux puits d'accès dont un puits à eau qui ouvre à mi-hauteur dans la marnière. Légion sont les voiries sous-minées malgré la réglementation de l'époque qui l'interdisait formellement. Que dire des belles demeures de maître dont les moellons de craie de la façade proviennent de chambres cavées quelques dizaines de mètres sous la construction ? Car il arrive que le second niveau d'une marnière, plus profond, fournisse un matériau plus dense, moins friable, utilisé pour les constructions.

La typologie des marnières est des plus variées. Aucune prévision possible au démarrage des investigations. Une découverte permanente tant que l'ouvrage n'a pas été inspecté. Une constante cependant : l'ouvrage est configuré pour produire de la marne au moindre effort en s'adaptant au mieux aux discontinuités et aux particularités locales du milieu souterrain.

Il semblerait bien aussi qu'il y ait eu souvent tentative de contourner la réglementation, de dissimuler tout ou partie de l'exploitation, d'échapper au contrôle du Service des Mines de l'époque, à l'obligation de déclarer. N'affirme t'on pas que le registre des déclarations d'ouverture de marnières, ou plutôt de déclaration *d'intention d'ouverture* de marnières, la fameuse main-courante dont on retrouve les vestiges aux Archives départementales, était utilisée par le Fisc ? Une seule ligne qui porte l'identité du déclarant, le nom de la commune, l'identification de la parcelle et la date. Une marnière qui existera ? Peut-être, peut-être pas ou seulement sous forme d'un puits « avorté ».

C'est le ratio entre marnières déclarées et celles effectivement retrouvées dans un secteur donné qui a permis d'avancer ce chiffre estimé de 140 000 marnières en Haute-Normandie. Cette situation concerne aussi bien les particuliers, les aménageurs, les opérateurs immobiliers, les maires des communes, les autorités en charge des règles de l'urbanisme ….

Des ouvrages qui restent très artisanaux, presque furtifs, d'un volume moyen inférieur à 1 000 m^3, positionnés généralement entre 15 m et 40 m de profondeur, qu'il est nécessaire maintenant de détecter, de localiser, dont il convient de vérifier l'extension et la configuration, les risques qu'ils représentent, avec toute la précision,

les affirmations et les engagements de responsabilité qui caractérisent l'ingénierie actuelle.

Retrouver la trace d'un puits comblé par décapage superficiel, curer le puits de ses matériaux de comblement à l'aide d'une Bénoto (benne circulaire manœuvrée par des câbles), arriver aux chambres d'exploitation, inspecter l'ouvrage souterrain, en établir le plan, le positionner par rapport aux repères de surface, établir son diagnostic, préciser les risques immédiats éventuels, recommander les dispositions de mise en sécurité, assurer la maîtrise d'œuvre des travaux de confortement ou de comblement … tel est le parcours idéal auquel nos ingénieurs aspirent et qui se réalise encore assez souvent.

Mais comment affirmer qu'il n'y a pas de marnière, pas de risque lorsque tous les moyens mis en œuvre sont restés vains et n'ont pas abouti à détecter l'ouvrage recherché ? Les archives indiquent pourtant bien une carrière sur cette parcelle de plusieurs hectares.

Une telle parcelle, dite « parcelle napoléonienne » puisque repérable sur le cadastre de l'époque c'est à dire le cadastre napoléonien, recèle donc potentiellement un risque majeur d'effondrement. Risque pour les personnes, risque pour les biens, pour les constructions. Cette parcelle à vocation agricole est maintenant gagnée par l'urbanisation galopante et fait l'objet de toutes les convoitises des aménageurs. On imagine les pressions. Qui a autorité pour autoriser ou non les constructions sur une telle parcelle ? Comment ce risque est-il géré ? Qui en prendra la responsabilité ? Quelle méthode pour prétendre affirmer quoi que ce soit ?

2. Réglementation en vigueur et analyse des risques

La circulaire préfectorale qui instaura en 1995 l'obligation pour les maires des communes de Haute Normandie de procéder à l'inventaire des indices de cavités souterraines sur le territoire communal fait suite à la sensibilisation brutale d'un élu régional à cette problématique : sa maison venait de disparaître dans un effondrement au fond d'une marnière.

2.1. La réglementation actuelle

Depuis cette date, une réglementation préventive, préalable à l'acte de construire, oblige à analyser ce risque. Elle a contribué à éviter des catastrophes, à rationaliser les pratiques. Mais à quel prix !

Plusieurs étapes dans ce processus qui conditionne la délivrance du permis de construire :

Etape 1 : Chaque commune fait cartographier par un organisme agréé les indices de cavités souterraines répertoriés sur le territoire communal. Les indices retenus sont a priori des indices avérés, mais aussi de simples suspicions. Le protocole suivi pour ces inventaires prévoit en effet plusieurs voies complémentaires pour la collecte des données :

- une recherche systématique auprès des différentes archives : communales, départementales, y compris donc la fameuse main courante des déclarations d'intention, ainsi qu'auprès de tout organisme susceptible de détenir des données (DDE, BRGM, etc.) ;

- l'analyse en stéréoscopie de plusieurs campagnes de photographies aériennes de l'IGN (Institut Géographique National) ;
- des investigations de terrain qui visent notamment à identifier et à éliminer les leurres issus de l'examen des photographies aériennes ;
- l'appel à témoignage organisé avec le concours de la mairie auprès des anciens de la commune et de ceux, les agriculteurs en particulier, qui connaissent bien les anomalies de surface susceptibles d'avoir été repérées ici ou là.

Ce recensement inclut donc également les anomalies de surface d'origine naturelle, type effondrement karstique, ou « bétoires » comme on les appelle en Normandie.

Un périmètre de sécurité entoure chaque indice sur la cartographie qui en résulte. Les documents d'urbanisme de la commune, le PLU notamment (Plan Local d'Urbanisme), comportent alors des zones à construction réglementée selon la doctrine de l'Administration (elle diffère en fait entre Seine-Maritime et Eure) : le périmètre de sécurité atteint en général 60 m de rayon autour de chaque indice de marnière ou pour tout indice non identifié. Il est de 35 m de rayon pour les indices karstiques. Les parcelles napoléoniennes sont reportées intégralement et augmentées d'une bande périphérique de 60 m de largeur.

Etape 2 : Tout projet soumis à permis de construire ou à autorisation de lotir, qui interfère avec un tel périmètre de sécurité, se voit attribuer un CU (Certificat d'Urbanisme) négatif. Seule une « étude géotechnique » appropriée, dont le but est de préciser le risque effectif en présence, est de nature à débloquer la situation.

Etape 3 : L'ingénierie en charge de cette étude a donc pour mission soit d'établir le diagnostic de l'indice lorsque le risque souterrain existe bien, soit de démontrer qu'il n'y a pas risque. Elle engage sa responsabilité. La Direction Départementale de l'Equipement, Service Aménagement du Territoire, a la haute main sur l'appréciation de la pertinence des éléments probants apportés à l'appui des conclusions de l'étude.

Une remarque pour constater que les prestations de recensement des indices de cavités souterraines sont de qualité très inégale. Comment apprécier le caractère exhaustif des recherches en archives ? Comment évaluer la pertinence des indices de photographie aérienne retenus en définitive ? Comment discerner la véracité de certains témoignages pris en considération ? La tâche de l'équipe municipale qui doit choisir entre différentes offres pour cette prestation est ardue. Le prix n'est pas le critère déterminant. Le recensement une fois établi devient cependant règle et contrainte pour tout projet futur concerné.

2.2. Recherche des marnières et moyens de détection

Pour rechercher ces marnières et en établir le diagnostic, les pratiques ont évolué. Une confiance excessive était accordée initialement à certains procédés géophysiques, la microgravimétrie notamment, pourtant bien adaptée à d'autres problématiques similaires, lorsque les cibles ne sont pas trop profondes. Les procédés électriques, électromagnétiques, sismiques, ont montré leur inadaptation à ce type d'application. Les résultats restent aléatoires et les seules certitudes ne concernent que les cavités dûment identifiées et reconnues. Les situations d'échec ou de doute subsistent.

On admet actuellement qu'il n'existe pas de procédé de détection dont la fiabilité est suffisante et qui permette d'affirmer l'absence de risque, en cas d'absence de cavité détectée.

Les recherches en la matière sont actives. Elles s'orientent actuellement vers des procédés croisés. Parmi les pistes explorées, la thermographie infrarouge qui semble donner des résultats prometteurs pour détecter les têtes de puits (dans certaines configurations seulement), également l'interprétation des imageries SASW (Spectral Analysis of Surface Waves) pour la détection de cavités peu profondes (de l'ordre de 15 m maximum). Les recherches visent soit la détection des cavités profondes soit celle du puits en subsurface, ce qui suppose alors des méthodes de détection à résolution très fine (diamètre de la cible 1 m environ qui se différencie peu de l'environnant).

L'état de la science reste donc encore insatisfaisant. Bien des errements pourraient être abrégés si l'on disposait de moyens de détection performants, comme le montre l'exemple suivant.

3. Exemple de la marnière indice n°4 au Mesnil-Esnard (76)

Le cheminement qui a conduit au diagnostic de l'indice n°4, sur la commune du Mesnil-Esnard près de Rouen, a eu pour conséquence indirecte de résoudre une énigme qui a tenu en échec pendant plusieurs années les recherches les plus motivées.

3.1. Naissance de l'indice 4

A l'origine, une feuille de papier libre retrouvée dans les archives communales. C'est un plan, daté du 7 octobre 1993, qui positionne l'anomalie par rapport aux routes environnantes avec ce commentaire « le trou se trouve au pied de l'arbre, vers le carrefour … remblayé en 1993 ».

Le recensement de 2005 prend en compte l'indice et le répertorie sous le n°4.

L'indice n°4 figure donc sur les plans d'urbanisme du Mesnil-Esnard. Il est présenté comme une marnière probable et donc entouré d'un périmètre de sécurité de 60 m de rayon. Sur le site apparaît un affaissement vaguement circulaire … sous un arbre.

3.2. Premières tentatives de diagnostic

Dès les années 2000, un premier projet de lotissement sur le terrain conduit à rechercher la nature précise de l'indice. Une tentative d'ouverture du puits est alors réalisée au droit de l'affaissement.

Le puisatier avance difficilement car les parois du puits s'avèrent instables. Pour justifier le surcoût, il veut faire constater ses difficultés au lotisseur et le convainc de monter avec lui dans la nacelle pour descendre dans le puits qui en est à une profondeur d'une dizaine de mètres. Ils ont juste le temps de remonter à la surface alors que le puits s'effondre complètement, manquant de peu d'emprisonner la nacelle …

En désespoir de cause, le lotisseur consulte … un sourcier. A l'aide de ses baguettes, il affirme percevoir les anomalies du sous-sol. Son rapport mentionne un puits anciennement comblé et la présence possible de « galeries horizontales au fond, je pense de faible volume ». Malgré l'affirmation du sourcier que « le terrain apparaît bon pour les constructions », le projet de lotissement est abandonné.

3.3. C'est bien une marnière

En 2006, un nouveau lotisseur s'attaque à l'indice. Il fait intervenir ANTEA pour établir le diagnostic. Après des recherches documentaires approfondies, il apparaît qu'un ancien habitant du secteur, maintenant domicilié sur une commune voisine, dit connaître l'ouvrage souterrain. Il s'agirait bien d'une marnière. Il évoque des détails : en complément du puits vertical, une autre entrée en pente douce (entrée en cavage) aurait permis l'utilisation d'un cheval pour ramener la marne en surface à l'époque de l'exploitation.

Le puits d'origine étant apparemment fragilisé, cette voie est abandonnée. Nous recherchons alors la position des chambres de la marnière par un ensemble de 10 sondages profonds de 35 m. Deux d'entre eux interceptent des vides significatifs. Deux niveaux de vide sont même mis en évidence.

Le passage d'une caméra vidéo est alors nécessaire pour valider la donnée avant d'engager les frais de creusement d'un nouvel accès. Pour la première fois, l'image des chambres souterraines apparaît à l'écran. C'est bien une marnière.

Comme chaque fois il y a une certaine émotion à découvrir les vestiges d'un ouvrage ancien resté préservé depuis longtemps. La configuration des chambres, une galerie abandonnée, des confortements ponctuels, les traces d'attaque du pic, autant d'observations que nous interprétons pour imaginer ce qui a guidé la progression des marneurons à l'époque. Nous recherchons des inscriptions qui permettraient de la dater.

Une courte galerie est cavée depuis le second niveau pour contourner le puits comblé et accéder à une chambre située de l'autre côté. L'ouvrage est circonscrit. Ses limites sont connues. C'est l'avantage de la méthode, basée sur l'inspection directe, qui autorise un diagnostic précis et exhaustif. Seule une amorce de galerie subsiste encore, au premier niveau, en direction du Nord-Est. Elle apparaît murée par un imposant barrage de blocs de craie. Les tentatives de franchissement du barrage montrent une galerie vraisemblablement effondrée, derrière. Le volume global de l'ouvrage souterrain est estimé à 400 m^3 environ, sur deux niveaux.

3.4. Conséquence inattendue de cette découverte

Juste à côté de la parcelle qui contient l'indice 4 se trouve une parcelle napoléonienne : la parcelle B 384 qui figure en bonne place dans l'inventaire de la commune sous l'identification indice n°53.

Les documents à l'origine de la parcelle B 384 sont issus des archives départementales. Il s'agit d'un dossier datant de 1887 qui relate un accident dans une marnière. M. Emile Jules X. est tombé accidentellement dans le puits non protégé de cette marnière alors qu'il rentrait chez lui, le soir du 10 octobre 1887 en coupant à travers champ. Et les différents documents retrouvés dans ce dossier (procès-verbal,

lettre du maire de l'époque, lettre de l'ingénieur des Mines, Arrêté Préfectoral) fournissent de multiples détails sur les circonstances de l'accident, le lieudit où il s'est produit, au « triège de la Valette », la configuration de la marnière en question, sa profondeur, son exploitation sur deux niveaux, l'obligation pour les exploitants, par Arrêté Préfectoral, de constituer « un mur de barrage solidement établi barrant la galerie sise au Nord-Est de ladite marnière, à l'étage supérieur ouvert à 23 m de profondeur » … Il manque pourtant une information essentielle : aucun plan ne permet de localiser précisément le puits de cette marnière.

Sur un seul document, la lettre du maire datée du 28 octobre 1887, figure l'identification de la parcelle où se situe cette marnière : parcelle section B n°384 appartenant à M. François Y. Cette parcelle de plusieurs hectares, plus les 60 m périphériques, se retrouve donc figée sur l'actuel plan d'urbanisme de la commune. Aucune marnière n'a cependant été retrouvée sur son emprise pour lever la contrainte. Les recherches en archives ont été approfondies pour tenter de retrouver un indice quelconque qui permette de la localiser. Les photographies aériennes anciennes ont été scrutées et analysées avec le plus grand soin. Plusieurs taches suspectes, susceptibles de correspondre à l'emplacement du puits, ont fait l'objet d'un décapage superficiel à la pelle mécanique. Les bureaux d'études se succèdent. Quelques panneaux électriques ont même été tentés. Pas de marnière retrouvée sur la parcelle B n°384.

Cette parcelle napoléonienne est donc restée longtemps non élucidée au grand dam de Monsieur le Maire et de l'Administration qui se devaient d'interdire toute nouvelle construction sur cette grande parcelle de plusieurs hectares, si bien située et tant convoitée par les aménageurs.

Jusqu'au jour où la marnière de l'indice n°4 a pu être visitée. Ses caractéristiques deviennent alors explicites :

- deux niveaux d'exploitation (un à 22 m et l'autre à 25 m),
- une galerie Nord-Est à l'étage supérieur, murée par un barrage de craie,
- deux chambres principales à l'étage inférieur de 5 et 6 m de largeur,
- le puits situé à 15 m environ de la route ….

Evidemment le rapprochement est fait. Sauf que cette marnière se situe sur l'ancienne parcelle B n°387 du cadastre napoléonien et non pas sur la parcelle B n°384, celle déclarée sur le document d'archives.

3.5. Epilogue

On se trouve donc en présence d'un cas rencontré assez fréquemment, d'erreur humaine dans la retranscription d'une donnée. Dans le cas présent, l'erreur de retranscription date de 1887.

Le numéro des parcelles est vraiment écrit en très petits caractères sur l'exemplaire du cadastre napoléonien que nous avons pu examiner. L'émoi causé par l'accident est-il à l'origine de la confusion ? M. François Y. était-il propriétaire des deux parcelles et dans l'accablement de sa mise en cause, aurait-il interverti les deux numéros ?

Toujours est-il que la marnière recherchée, celle de l'accident, est tellement particulière par ses caractéristiques qu'il est fortement improbable qu'une autre marnière, autre que la marnière de l'indice 4, puisse correspondre davantage à cette description.

La décision de retenir l'erreur humaine et de considérer que la parcelle napoléonienne était en fait la parcelle voisine B n°387 et non pas la parcelle B n°384 men-

tionnée dans le document d'archives, est revenue à l'Administration. L'argumentaire pour la convaincre était devenu facile à établir.

Cet exemple illustre bien les difficultés de nos recherches de marnière en Normandie.

4. Conclusion

ANTEA, après une quinzaine d'années d'expérience dans ce domaine, privilégie deux voies, actuellement, pour résoudre les problématiques liées aux marnières :

- *une recherche documentaire approfondie*, avant toute intervention mécanisée sur le terrain. Cette « collecte des données immédiatement disponibles » qui inclut une enquête de terrain minutieuse, s'avère particulièrement productive ;
- *l'accès à l'ouvrage souterrain pour en réaliser l'inspection directe*. C'est l'approche qui autorise le diagnostic le plus exhaustif et le plus pertinent. Cette méthode est également bénéfique pour les travaux de mise en sécurité qui gagnent en précision et en efficacité.

L'exemple cité plus haut n'est pas isolé. La mise en évidence du facteur humain ou la prise en compte d'une part d'irrationnel dans ces investigations constitue parfois l'issue inespérée, faute de méthodes plus cartésiennes pour résoudre les situations liées aux marnières en Normandie.

L'attente est donc forte pour disposer d'un mode de détection suffisamment fiable et d'un coût raisonnable.

Le procédé se doit non seulement de permettre la détection des ouvrages souterrains lorsqu'ils existent, mais encore et peut-être surtout, de pouvoir affirmer l'absence de risque lorsque le résultat de la recherche est négatif. Ce cahier des charges est sans doute présomptueux au regard de la complexité du milieu souterrain et du fonctionnement des méthodes géophysiques qui s'appuient sur un modèle géologique simplifié. Mais le besoin est là. Là est donc le défi.

5. Références bibliographiques

LCPC. Collection Guide technique (2004) Détection des cavités souterraines par méthode géophysique

Trisch J-J., Toulemont M., Durville J-L., Pothérat P., LCPC, série Guide technique (2002) Evaluation des aléas liés aux cavités souterraines

Adam C., Manier E., LRPC Rouen (2007) Prise en compte des marnières dans l'aménagement

Département de la Seine Maritime – Préfecture de la Seine Maritime (2007) Gestion et prévention des risques liés à la présence de cavités souterraines en Seine-Maritime

Martin P. (1995) Risques d'évolution des anciennes carrières souterraines et solutions envisageables. Colloque "Urbanisation et Risques Souterrains" Université de Cergy-Pontoise

UTILISATION DE LA METHODE DES CLUSTERS POUR LES RECONNAISSANCE PRESSIOMETRIQUES DU TUNNEL NORD GRENOBLE

USE OF CLUSTER METHOD FOR THE PRESSUREMETER CAMPAIGN OF THE NORTH TRANSVERSAL TUNNEL OF GRENOBLE

Jacques MONNET[1]
1 Laboratoire 3S-R, Université Joseph Fourier, Grenoble, France

RÉSUMÉ – Une analyse corrélative des données pressiométriques de la campagne de reconnaissance du tunnel de la rocade Nord de Grenoble a été entreprise. Elle montre que l'on peut identifier automatiquement les couches de sol en utilisant la standardisation des variables et la mesure des distances Cosinus.

ABSTRACT – A correlative analysis of the pressuremeter datas of the geotechnical campaign of the North tunnel of Grenoble was undertaken. It shows that it is possible to automatically identify the soil horizons by using the standardization of the variables and the measurement of the Cosinus distances.

1. Introduction

L'analyse par cluster (Everitt B., 1974) est une méthode statistique utilisée pour regrouper les données expérimentales en sous-ensemble ayant des caractères communs ou homogènes. Cette méthode peut être utilisée dans différents champs de données pour lesquelles aucune division à priori n'est connue comme l'identification des couches de sol, lors de reconnaissances géomécaniques.

Le regroupement des données en cluster, peut être réalisé, soit le long d'un profil vertical (Saboya et Balbi, 2003), mais aussi dans un plan donné (Mlynarek et Lunne, 1997). Dans les deux cas, la méthode de calcul est identique et la seule différence consiste en un traitement axisymétrique ou plan du problème. Les avantages principaux de cette technique sont principalement, le fait qu'il n'est pas nécessaire de connaître le nombre final de couches, le fait qu'il est possible de prendre en compte simultanément autant de variables que nécessaire.

Le pénétromètre statique et le piézocone ont été traités précédemment (Hegazy et Mayne, 2002), mais aucune étude par cluster n'a été faite à partir des essais pressiométriques. Nous présentons ici une analyse pressiométrique par clusteurisation qui utilise comme variable les rapports : E_M/p^*_l ; p^*_l/σ_v ; E_e/E_M ; $Tan\Phi$. L'étude porte sur la représentativité de ces différentes variables, ainsi que sur la meilleure méthode de mesure pour identifier des données semblables.

2. Présentation du projet de tunnel

2.1 Historique du projet

Le projet « tunnel sous la Bastille » a été inscrit au schéma directeur de 1973 mais sa réalisation était envisagée après celle de la Rocade sud de Grenoble.

Du point de vue technique et économique, le projet doit être conçu et dimensionné en s'adaptant aux contraintes du sous-sol qu'il faut bien reconnaître et connaître. Pour cela, la méthode usuelle d'investigation est de prélever des échantillons de sol non remaniés qui seront ensuite testés au laboratoire. Malheureusement les sols, le plus souvent sableux, rencontrés dans la plaine de l'Isère sont situés sous la nappe phréatique et difficiles prélever. Ils se désagrégent dès la sortie du carottier. L'analyse pressiométrique est alors intéressante car elle permet de caractériser de tels sols en place, en respectant leur structure naturelle, dans la mesure où le forage préalable ne remanie pas le sol. Celle-ci a été privilégiée dans la reconnaissance du site

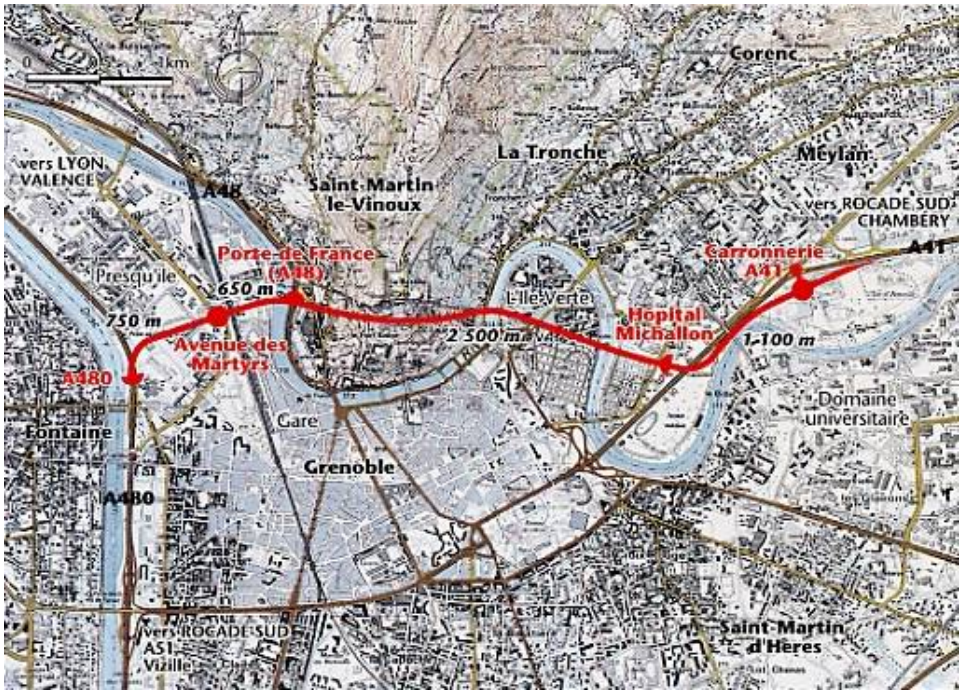


Figure 1 : La vue en plan du projet de la rocade Nord de Grenoble

2.2. Description du sous-sol de la Rocade Nord

La description de la campagne de reconnaissance et des caractéristiques des principales formations géotechniques du projet de la rocade nord de Grenoble a été présentée auparavant (Monnet et al., 2003)

2.2.1 Cadre géologique général

Le projet de la Rocade Nord de Grenoble rencontre deux formations géologiques aux origines très distinctes :

- Les *alluvions* de la vallée de l'Isère d'épaisseur très importante qui peut varier entre 500 et 800m. Ce sol est constitué de graves, sables, limons et argiles d'origine quaternaire. Les dépôts sont d'origine lacustre lors de la dernière période de glaciation mais aussi fluviale. A noter que les formations alluviales hétérogènes dans lesquelles les tunnels sont envisagés sont susceptibles de contenir des blocs de forte taille provenant de cônes de déjection ou d'éboulis anciens ainsi que d'éventuels troncs d'arbres flottés, sédimentés avec les alluvions. Il faut surtout souligner

l'existence très probable de nombreux paléochenaux qui peuvent fournir localement des changements brutaux de faciès (sols fins dans un dépôt alluvionnaire plus grossier, par exemple).

- Les *formations rocheuses sédimentaires* des contreforts du massif de Chartreuse sous la Bastille. Ces roches datent du Jurassique Supérieur et Crétacé Inférieur et font apparaître une alternance de bancs calcaires et de bancs marneux. Les strates de ces roches présentent un pendage subvertical. La roche est recoupée par trois failles principales dont le remplissage broyé et altéré peut présenter des circulations d'eau.

2.2.2 Description géotechnique des terrains

La campagne de reconnaissance s'est concentrée en 1996 –1997 sur la traversée de l'Ile Verte, point dur du projet, avec passage en tunnel sous le bâti. La synthèse géotechnique permet de proposer à partir des sondages de 20 à 40 m de profondeur effectués sur le tracé un classement des terrains rencontrés en 12 familles de sols ou de roche, suivant leurs origines de dépôt, leurs localisations et leurs caractéristiques :

Famille F1 : des *remblais de surface* localement 1 à 4 m,

Famille F2 : des *argiles plastiques* sous-jacentes à la couche F1 de faible épaisseur,

Famille F3 : des *limons sableux marrons à verts de surface* sur 3 à 7 m d'épaisseur localement sous-jacents aux remblais F1 et surmontant les sables et graviers.

Famille F4 : des *sables et graviers* généralement constitués de sables fins gris noirâtres parfois vaseux (sablons) à passées limoneuses ou sablo-graveleuses (vers l'Est) de puissance 3 à 20 m et qui sont sous-jacents aux limons F3. Les graviers excèdent rarement 100 mm et leur diamètre maximum est le plus souvent 20 mm. Ils sont d'origine alluvio-fluviale.

Famille F5 : des *limons argileux gris* remplaçant les sables et graviers à l'Est,

Famille F6 : des *sables fins et limons en alternance gris noirs* moyennement compacts se situant sous les sables et graviers de la famille F4 avec des passées limoneuses, voire argileuses,

Famille F7 : des *limons sableux gris noirs profonds* peu compacts se retrouvant à l'Ouest du projet, se déstructurant au prélèvement. D'origine glacio-lacustre ou fluviatile, ils sont cependant traités globalement, leurs caractéristiques étant homogènes.

Famille F8 : des *sables profonds compacts* (sablons) situés très profondément. Ce sable se rencontre à un niveau profond principalement côté Sablons, à l'Est à des profondeurs décroissantes en allant de l'Ouest vers l'Est. Ce sable est décrit à partir des forages destructifs comme un sable fin gris avec quelques graviers comme le sol F6 mais avec des caractéristiques pressiométriques beaucoup plus élevées.

Famille F9 : des *marnes rocheuses et calcaires* constituant le rocher de la Bastille,

Famille F10 : des *sables gris faiblement argileux* dans la partie esplanade du profil

Famille F11 : des *sables gris et des graviers* dans la partie esplanade du profil de même nature que la famille F4

Famille F12 : des *sables gris* dans la partie esplanade du profil de nature proche à la famille F7.

La coupe géologique le long du profil du projet est présentée sur la Figure 2.

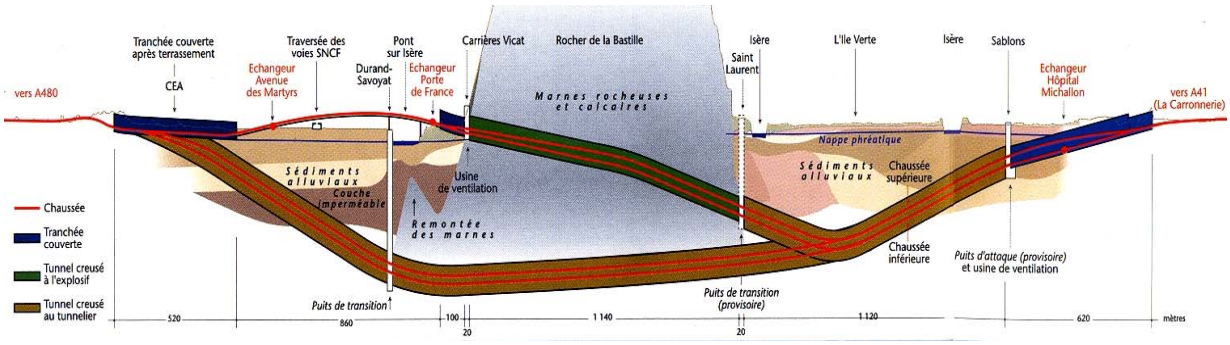


Figure 2 : Les variantes « Esplanade » et « Vercors » de profils en long du tunnel

2.2.3 Les reconnaissances géotechniques

Les reconnaissances géotechniques se sont déroulées en plusieurs phases successives avec les moyens suivants :

4 sondages destructifs avec enregistrement de paramètres, sur le quai Jouquin en rive droite de l'Isère pour préciser le toit du rocher,

8 sondages carottés, de profondeur 30 à 40m le long du tracé pour prélèvement d'échantillons et essais de laboratoire,

15 sondages pressiométriques standards et avec cycles de charge-décharge, de profondeur 30 à 40m, le long du tracé.

Les essais de laboratoire ont complété les essais de reconnaissance par : des essais d'identification physique, des essais oedométriques, des essais triaxiaux CD avec mesure des variations de volume, des essais triaxiaux cycliques. Il a été décidé de privilégier les essais pressiométriques pour les raisons suivantes: c'est un essai in situ qui teste le sol dans son état naturel dans la mesure où le forage préalable ne remanie pas le sol, il est réalisable même dans les sols pulvérulents grossiers; il peut être positionné en XYZ et il permet de déterminer le module élastique de cisaillement G et l'angle de frottement interne ϕ' (ou la cohésion non drainée c_u).

3. Analyse des essais pressiométriques par cluster

3.1. Standardisation des données

La standardisation est un moyen pour représenter les données dans un espace adimensionnel, de façon à éliminer les effets des unités différentes utilisées sur chaque variable, et de réduire les biais. D'un point de vie théorique, la standardisation n'est pas essentielle à l'application de la méthode cluster, mais c'est une étape logique qui permet de traiter des données dont on connaît à l'avance la moyenne qui est nulle et l'écart type qui est égal à 1. A la profondeur i, on mesure une série x de j variables (variant de 1 à p) que l'on peut noter x_{ij}. La variable standardisée z_{ij} correspondant à x_{ij} se détermine par la relation :

$$z_{ij} = \frac{x_{ij} - \overline{x_j}}{S'(x_j)} \qquad (1)$$

avec $\overline{x_j}$, moyenne de la j^{ème} variable de x_{ij} variant de 1 à n niveaux différents

$S'_j(x_j)$, écart type de la j^{ème} variable de x_{ij} variant de 1 à n niveaux différents

3.2. Similitude entre données, notion de distance entre jeux de données

La similitude entre deux jeux de données différents peut être évaluée au moins par 7 méthodes différentes, Pearson, Manhattan, Minkowski, Puissance, Euclidienne, Chebychev, Cosinus (Norusis, 1988). Il n'y a pas de règle spécifique pour classer et mesurer la similitude entre données. Suivant Hegazy et Mayne (2002) et Mlynarek et al. (2005), nous choisirons la méthode Cosinus pour estimer la distance entre données (2), plutôt que la méthode Euclidienne (3) qui semble à priori plus naturelle :

$$d_{ij} = \frac{\sum_{k=1}^{p} z_{ik} . z_{jk}}{\sqrt{\sum_{k=1}^{p} (z_{ik})^2 . \sum_{k=1}^{p} (z_{jk})^2}} \qquad (2)$$

$$d_{ij} = \sqrt{\sum_{k=1}^{p} (z_{ik} - z_{jk})^2} \qquad (3)$$

L'intérêt de choisir la mesure de distance par Cosinus réside dans la notion de corrélation liée à la mesure. Le résultat de la relation (2) est compris entre –1 et +1, correspondant à 1 pour des données identiques et à –1 pour des données sans corrélation, alors qu'avec la relation (3) nous ne pouvons pas détecter les jeux de données parfaitement corrélée ou les jeux de données sans aucune corrélation.

3.3. Notion de cluster

Hegazy (1998) a utilisé différentes méthodes de regroupement de données et finalement recommande d'utiliser la méthode du plus proche voisin qui satisfait les conditions mathématiques de continuité et de distorsion minimum. Pour Milligan et Cooper (1988), cette méthode permet également de détecter des clusters particuliers à l'intérieur de grandes zones homogènes. Cette propriété est particulièrement intéressante dans le cas de l'analyse géomorphologique, car elle permet d'identifier les poches de sols de moindre caractéristique (argile, tourbe…) à l'intérieur de couches plus homogène (sables, graviers). C'est la méthode que nous utiliserons pour l'analyses des essais pressiométriques.

La méthode est itérative. Par exemple pour un jeu de n données, à la première étape, on détermine le couple de valeurs qui sont les plus proches (d_{ij} minimum pour la distance Euclidienne, ou d_{ij} le plus proche de 1 pour la distance Cosinus). Dans l'étape suivante, soit une nouvelle observation rejoint le premier groupe, soit les deux nouvelles observations forment un nouveau cluster.

3.4. Choix des variables analysées

Les différentes variables utilisées sont classées de z_1 to z_4. La variable z_1 correspond au rapport E_M/p^*_l proposé par Baguelin et al. (1978) pour classer les sols en fonction de leur degré de consolidation, la variable z_2 correspond au rapport p^*_l/σ_v donnant une mesure de la résistance du sol, la variable z_3 correspond au rapport E_e/E_M donnant le remaniement éventuel du sol et enfin la variable z_4 correspond à $\tan\Phi$ donnant la mesure du frottement du sol déduit de l'interprétation de l'essai pressiométrique par la théorie de Monnet et Khlif (1994). La valeur de E_M représente le module pressiométrique Ménard, p^*_l représente la pression limite effective ($p_l - p_0$), E_e représente le module de Young mesuré sur le cycle déchargement rechargement.

Tableau I. Nombre de clusters déterminés en distance Cosinus en fonction des variables z_1 à z_4 utilisées

d_{ij} min	z_1 à z_2	z_1 à z_3	z_1 à z_4
0,999	45	11	11
0,995	45	11	11
0,970	34	11	11
0,950	34	11	10
0,900	33	10	10
0,850	33	8	9

Tableau II. Nombre de clusters déterminés en distance Euclidienne en fonction des variables z_1 à z_4 utilisées

d_{ij} max	z_1 à z_2	z_1 à z_3	z_1 à z_4
1	13	38	34
2	5	23	22
3	3	14	17
4	3	12	13
5	3	9	8
10	1	6	7
20	1	5	5

3.5. Résultats de l'analyse par cluster

L'analyse géologique et géotechnique permet d'identifier 12 familles de sols dont 2 n'ont pas été testés et il semble raisonnable de se référer à un nombre d'une dizaine de couches in-situ. Il convient de remarquer que le numéro attribué à un cluster est le résultat de l'analyse, le numéro 1 étant attaché au premier cluster détecté, le numéro 2 au second, et ainsi de suite. Ces numéros ne peuvent pas être identiques au numéro des familles de sol, mais pour une couche géologique de sol, l'analyse devrait donner un cluster unique.

L'analyse par cluster en distance Cosinus montre que l'étude des seules variables $z_1(E_M/p^*_L)$ et $z_2(p^*_L/\sigma_v)$ n'est pas suffisante pour identifier les différentes couches de sol. En effet, le tableau I montre que pour la valeur très basse de 0,850 le logiciel n'a toujours pas détecté la dizaine de couches présentes sur le site. Par contre avec une valeur minimum de 0,900 le logiciel trouve le nombre de couches corrects, que ce soit en ajoutant la variable $z_3(E_e/E_M)$ ou $z_4(\tan\Phi)$. Le fait d'augmenter la distance minimum jusqu'à une valeur maximale de 0,999 sans changer le nombre de couches détectées permet de valider la solution à 11 couches trouvée. Par ailleurs les résultats sur le sondage SP21 (Figure 3) montrent que la Famille 10 (*sables gris faiblement argileux*) est liée au cluster 8, avec une épaisseur plus importante (15m) que la valeur indiquée par le sondeur (11m). La couche de la Famille 12 (*sables gris*) est liée au cluster 7 et semble aussi assez hétérogène avec une poche de sol différent entre 19 et 22m. Pour le sondage SP22 (Figure 5) la Famille 1 (*Remblais de surface*) est corrélée au cluster 9, la Famille 10 (S*ables gris faiblement argileux*)

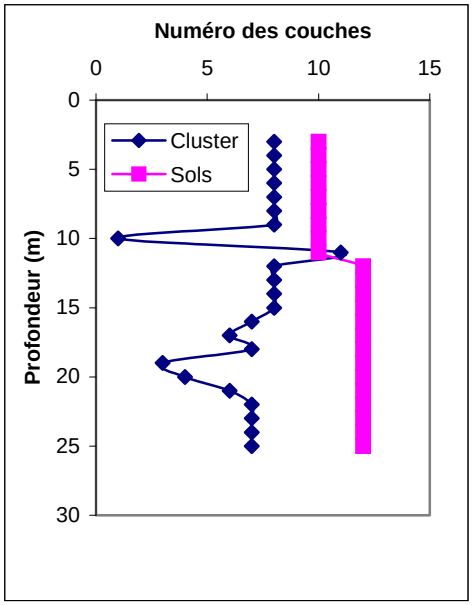


Figure 3 : Comparaison des clusters (bleu) avec les indications foreur (en rose), forage SP21, méthode Cosinus, d_{ij} mini 0,999, 4 variables

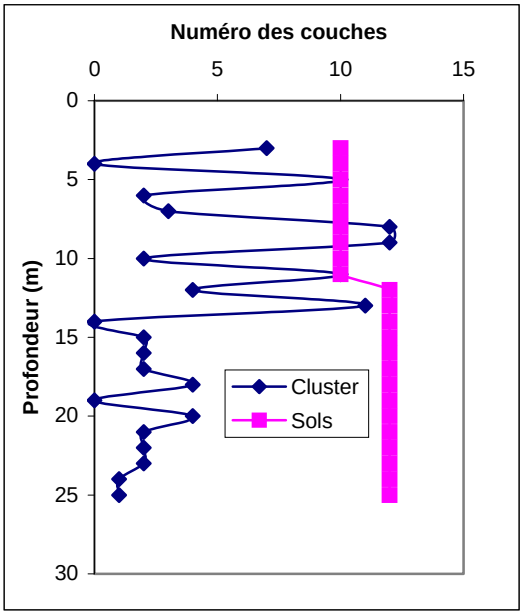


Figure 4 : Comparaison des clusters (bleu) et par les indications foreur (en rose), forage SP21, méthode Euclidienne, d_{ij} maxi 4, 4 variables

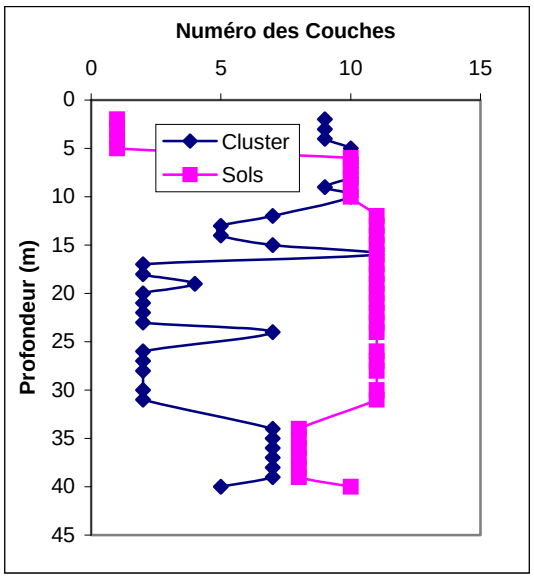


Figure 5 : Comparaison des clusters (bleu) et par les indications foreur (en rose), forage SP22, méthode Cosinus, d_{ij} mini 0,999, 4 variables

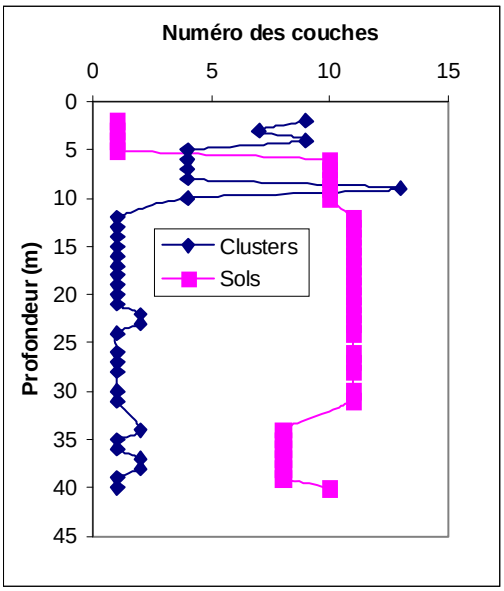


Figure 6 : Comparaison des clusters (bleu) et par les indications foreur (en rose), forage SP22, méthode Euclidienne, d_{ij} maxi 4, 4 variables

est corrélée au cluster 10, la Famille 11 (*Sables gris et des graviers*) est corrélée au cluster 2. La couche la Famille 11 apparaît hétérogène, sans doute par les alternances de couches de sable et de gravier. Par contre, le *sable gris profond* (Famille 8) semble assez homogène en corrélation avec le cluster 7.

L'analyse par cluster en distance Euclidienne est un peu plus délicate, car il n'y a pas de valeur seuil en distance. On s'aperçoit que les variables $z_3(E_e/E_M)$ ou $z_4(\tan\Phi)$ permettent d'identifier un plus grand nombre de couches que l'utilisation des seules variables $z_1(E_M/p^*_L)$ et $z_2(p^*_L/\sigma_v)$ (Tableau II) dès la valeur d_{ij} de 1. L'analyse du forage SP21 (Figure 4) ne montre pas une stabilité de la solution pour les deux couches de sol principales. L'analyse du forage SP22 (Figure 6) ne permet de distinguer que la seconde couche Famille 10 (*sables gris faiblement argileux)* corrélée au cluster 4, et la troisième couche Famille 11 (*sables gris et graviers*) corrélée au cluster 1. Malheureusement la quatrième couche Famille 8 (*sable gris profond*) n'est pas clairement séparée de la Famille 11.

4. Conclusions

Une analyse de l'ensemble des résultats des reconnaissances pressiométriques du tunnel de la rocade Nord de Grenoble a été entreprise par la méthode des clusters. Cette étude montre qu'il est nécessaire d'utiliser à la fois les rapports E_M/p^*_L et p^*_L/σ_v avec le rapport des modules E_e/E_M ou éventuellement $\tan\Phi$, si l'on veut distinguer les différentes couches de sol.

La mesure de la distance entre les différents jeux de données par la méthode Euclidienne s'est révélée insuffisante. Par contre l'utilisation de la mesure de distance en Cosinus apparaît comme tout à fait pertinente pour identifier les différentes couches de sol présentes sur le site.

5. Références bibliographiques

Baguelin F., Jezequel J.F., Shields D.H. (1978), The pressuremeter and foundation engineering, Trans.Tech.Publications, Aedermannsdorf, Switzerland.

Everitt B.(1974) Cluster analysis, Halsted-Wiley, N.Y.

Hegazy (1998) Delineating geostratigraphy by cluster analysis of piezocone data, Ph.D thesis, School of Civil and Environmental Engineering dept., Georgia Inst. Of Tech.

Hegazy, Mayne (2002) Objective site characterization using clustering of piezocone data, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 128 (12), 986-996.

Milligan, G. W., Cooper, M. C. (1988) ''A study of variable standardization.'' J. Classification, 5, 181–204.

Mlynarek Z, Lunne T (1997), Statistical estimation of the homogeneity of North Sea overconsolidated clay, Proc. Of Int. Conf. On Statistical ans Application Probability, Vancouver, Canada.

Mlynarek Z., Wierzbicki J., Wolynski W. (2005), Use of cluster method for in situ tests, *Studia Geotechnica et Mechanica, Vol. XXVII, No. 3–4, 15-27.*

Monnet J., Khlif J. (1994), Etude théorique de l'équilibre élasto-plastique d'un sol pulvérulent autour du pressiomètre, *Revue Française de Géotechnique*, Paris, 1994, n°65, p.71-80.

Monnet J., Chapeau C., Godard G. (2003) Caractérisation des sols pour le tunnel de la Rocade Nord de Grenoble, Revue Française de Géotechnique, 101, 57-70

Norusis M.J. (1988), The SPSS guide to data analysis for SPSS, SPSS Inc. , Chicago, 402.

Saboya F., Balbi D.J.G (2003) Soil profile interpretation based on similarity concept for CPTU data, Proc. ISC-2 on Geot. And Geophys. Site Charact., Porto, Ed. V.deFonseca, P.Mayne

METRO DE MARSEILLE (TIMONE – FOURRAGERE) : TUNNELIER EN TERRAINS DIFFICILES ET CHOIX AVEC CONVENTIONNEL

MARSEILLE'S SUBWAY (TIMONE – FOURRAGERE) : TUNNEL BORING MACHINE IN DIFFICULT SOILS AND CHOICE WITH TRADITIONNAL EXCAVATION

Bernard RICOME, Christophe SABATIER
ARCADIS Marseille – France

RÉSUMÉ – Les travaux de Génie Civil du prolongement du métro de Marseille sur 2300 m entre l'hôpital de la Timone et le quartier périphérique de la Fourragère, se sont déroulés entre Septembre 2004 et Juin 2008. Les 4 stations et pôles d'échanges ont été démarrés en premier dès 2004 et 2005. Puis le creusement effectif du tunnel au moyen d'un tunnelier type EPB de diamètre ∅ 9,80 m s'est déroulé en 13 mois de Janvier 2007 à Janvier 2008. La réalisation du tunnel a nécessité une capacité d'adaptation permanente, qui a pu être maîtrisée grâce à une bonne concertation entre les intervenants et au savoir-faire d'un groupement d'entreprises expérimenté.

ABSTRACT – Civil engineering works for the extension of Marseille's subway on 2300 meters occurred from September 2004 and June 2008. The extension is located between the Timone hospital and the Fourragère Suburb. Four subway stations and exchange centres begun first in 2004 and 2005. Then the effective tunnel boring with a TBM, EPB type, with a diameter of ∅ 9,80 m, was achieved in 13 months from January 2007 to January 2008. The tunnel realization needed a continuous adaptability, controlled thanks to high understanding between people and great know-how of experienced group of companies.

1. Description de l'opération

La Communauté Urbaine Marseille Provence Métropole a décidé de prolonger la ligne 1 du métro entre la Timone et le quartier de la Fourragère.

Le projet concerne la réalisation de 2 km en tunnel monotube, de 3 ouvrages d'interstations, de 4 stations (Blancarde, St Barnabé, Louis Armand, Fourragère) dont 2 sont incluses dans des pôles d'échanges (train ; bus ; tramway ; métro) et de 2 parkings souterrains. La longueur globale du prolongement est de 2300 m.

Le montage de l'opération s'est déroulé de la façon suivante :

- Procédure du Concours pour la passation d'un marché de maîtrise d'œuvre, en février 2001.
- Etudes de conception, conduites par le groupement de Maîtrise d'œuvre SMM – Architectes - ARCADIS, en 2001 et 2002.
- Réalisation des travaux de Génie Civil, découpés en 4 marchés attribués à 4 groupements d'entreprises différents, entre Septembre 2004 et Juin 2008.
- Le dernier lot, comprenant la station Fourragère et le tunnel proprement dit, a été réalisé par le groupement d'Entreprises GTM - CAMPENON BERNARD - SPIE.

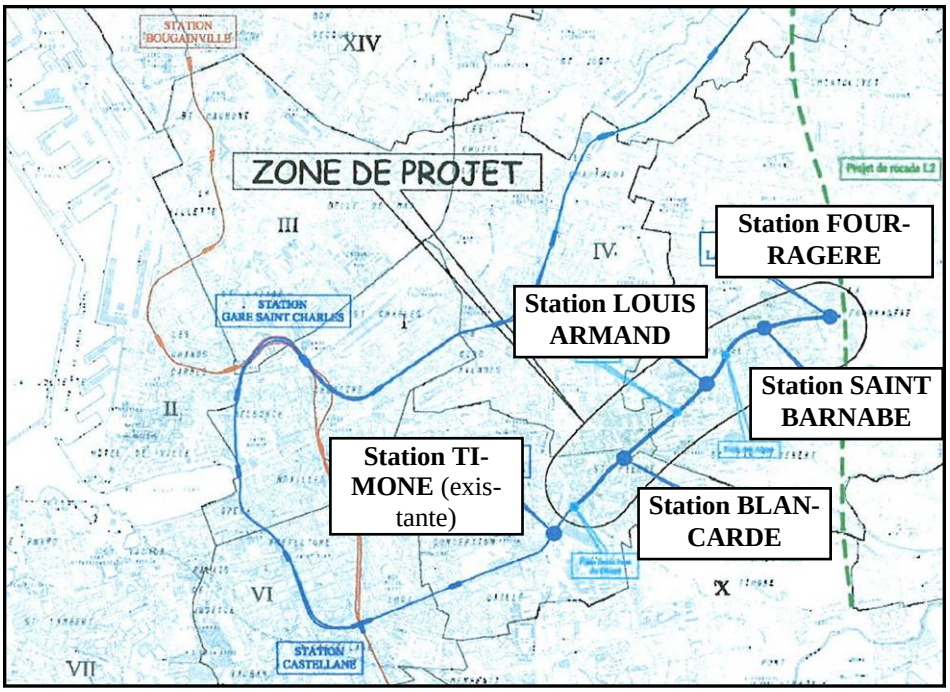


Figure 1 - Situation du projet

2. Contexte géotechnique

2.1 Campagnes de reconnaissances préalables de l'opération

Les sondages et essais de reconnaissance ont été réalisés en plusieurs phases successives échelonnées entre 2000 et 2003, et définies au fur et à mesure en fonction de l'avancement des données d'études de conception et des données géotechniques acquises en phase précédente.

Compte tenu de notre expérience régionale des conditions géotechniques présumées, les 3 premières campagnes ont été basées sur des investigations très traditionnelles (sondages carottés, sondages pressiométriques, essais courants in situ ou en laboratoire). Puis les données géotechniques ont été parachevées durant l'été 2003 par une dernière phase d'investigations bien spécifiques et ciblées en connaissance de cause sur certains besoins spécifiques du Projet, et notamment du tunnel : réalisation de 10 sondages dilatométriques avec matériel d'essai robuste et haute pression, et de 14 puits de pompage d'essai avec essais de pompages et remontées poursuivies sur 24 heures chacun.

2.2 Contexte géotechnique de l'opération

Les terrains rencontrés au niveau du tracé sont les suivants, de haut en bas :

- Sols de couverture, composés de remblais et d'alluvions ou colluvions, d'épaisseur faible : 1 ou 2 m le plus souvent, mais parfois 10-12 m localement en quelques zones singulières ou talwegs-fossiles.
- Substratum d'âge Stampien, composé de terrains très variés et de façon irrégulière : grés et poudingues durs (résistances pouvant atteindre Rc = 50 MPa voire davantage), marnes de diverses natures (marnes argileuses, marnes franches, marnes gréseuses), et des facies localement particuliers : marnes ligniteuses, sables plus ou moins argileux ou marneux, argiles marneuses.

Les principales contraintes géotechniques vis-à-vis du Projet sont les suivantes :

- Très grande hétérogénéité des terrains traversés
- Couches du substratum Stampien inclinées de façon transversale par rapport à l'opération, avec un pendage transversal couramment de 20° dans ce secteur et localement jusqu'à 30°- 40°. Cette particularité concerne aussi bien le tunnel que les stations notamment Blancarde.
- Epaisseur de couverture au-dessus de la clé de voute du tunnel, le plus souvent de l'ordre de 20 m (soit 2 diamètres) mais parfois réduite à 9-10 m (soit 1 diamètre) en 4 secteurs délicats de ce point de vue.
- Venues d'eau faibles à modérées le plus souvent, mais pouvant localement être abondantes (10 à 20 m^3/h ponctuellement). Cette donnée constitue un facteur exigeant pour le tunnelier, car il a dû être prévu en **attaque descendante** systématique pour des raisons d'emprises disponibles.

3. Choix de la solution pour le tunnel, entre tunnelier et conventionnel

Concernant le tunnel proprement dit, la question fondamentale s'est très vite posée du choix entre une solution tunnelier et une solution conventionnelle. Il a donc fallu d'abord opter objectivement, car le choix pour départager les 2 solutions restait très mitigé au départ.

C'est pourquoi les 2 solutions, tunnelier et conventionnel, ont été l'une et l'autre étudiées objectivement dès la réponse au concours de maîtrise d'œuvre en février 2001 puis lors de l'Avant Projet en 2002. Et la décision a pu être finalement prise par la maîtrise d'ouvrage en toute connaissance de cause à l'issue de cette phase AVP d'opter définitivement pour la solution d'un tunnelier à pression de terre.

Les principaux critères de choix ont été les suivants :

- Interférence du choix de la solution tunnel avec la conception des stations elles-mêmes, et avec les interfaces de travaux.
- Le linéaire de 2 km en tunnel pouvait paraître a priori un peu court pour la rentabilité économique d'une solution tunnelier.
- Tous les tunnels faits précédemment dans la région (Métro, TGV…) l'avaient été en technique conventionnelle, à cause essentiellement de la grande hétérogénéité des terrains marseillais.
  Ce serait donc la 1ère fois qu'une solution tunnelier serait tentée sur la région.
- Du point de vue coût et planning, les 2 solutions tunnelier ou conventionnel, se sont avérées du même ordre de grandeur.
- Pour répondre aux contraintes de planning, la solution conventionnelle nécessitait la réalisation de plusieurs puits d'attaque afin d'augmenter le nombre de fronts de taille.
- Les critères décisifs pour le choix de la solution tunnelier ont concerné en définitive l'environnement urbain dense. En effet le tunnelier permet de :
  - Minimiser grandement la gêne aux habitants et aux automobilistes dans des quartiers déjà saturés en matière de circulation.
  - Minimiser efficacement les déformations et tassements, et par suite l'aléa d'incident ou désordre techniques vis-à-vis du bâti existant hétérogène et des réseaux.

4. Choix du type de tunnelier

La forte hétérogénéité des terrains a été la 1ère difficulté. En effet les constructeurs sont capables de construire des machines pour rocher très dur, ou d'autres pour sols tendres de mauvaise tenue, mais les cas intermédiaires sont toujours aléatoires. C'est d'ailleurs essentiellement pour cette raison que les tunnels de grand diamètre réalisés précédemment dans la région (Métro, TGV…) n'avaient jamais été tentés avec un tunnelier.

En conséquence et compte tenu des données géotechniques de l'opération, le groupement de Maîtrise d'œuvre a défini au Projet un tunnelier à pression de terre type EPB (Earth Pressure Balanced), et imposé au Marché différentes exigences ou spécifications complémentaires en plus des équipements habituels de ce type de tunnelier.

Figure 2 - Tête de coupe du tunnelier

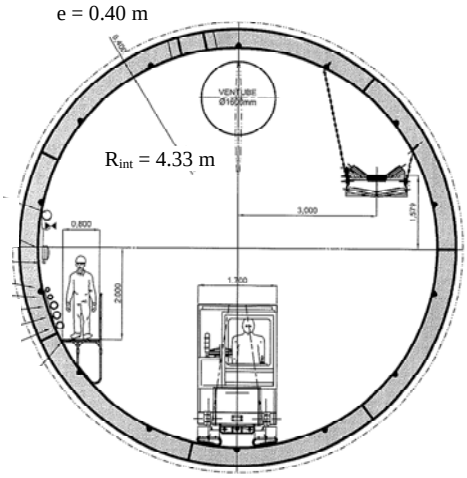


Figure 3 - Coupe type (phase travaux)

Ces options ont été entérinées et précisées par l'Entreprise. Le **tunnelier EPB de diamètre 9,80 m** a été construit par HERRENKNECHT entre Juin 2005 et Juin 2006, puis acheminé et assemblé sur le site de la station Fourragère durant l'été 2006. Puis après rodage, le creusement effectif a démarré en Janvier 2007 depuis cette station, et les 2 km de tunnel ont été percés en 13 mois pour atteindre en Janvier 2008 le puits St Jean du Désert situé à proximité de la Timone.

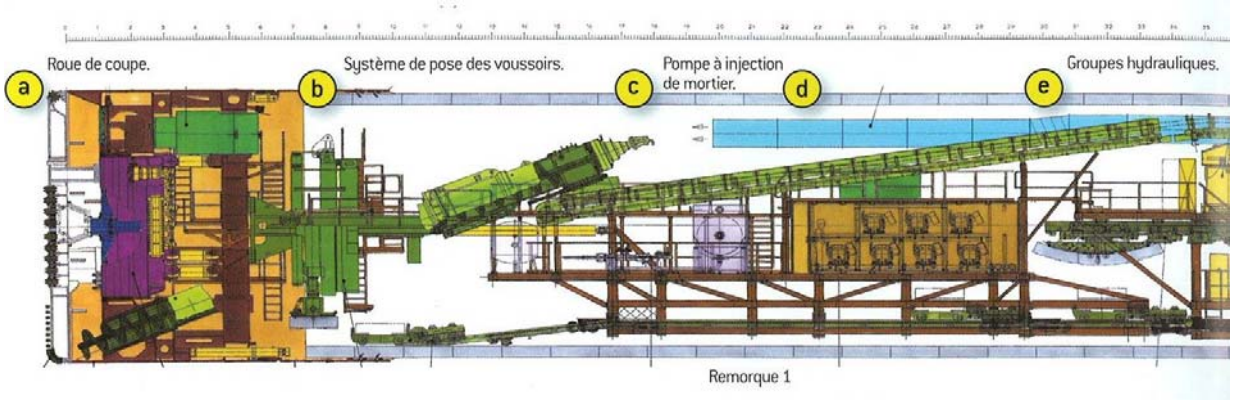


Figure 4 - Schéma fonctionnel du tunnelier

Parmi les équipements spécifiques, il faut notamment citer :

- Roue de coupe avec outillage mixte, composé de 25 molettes-doubles et 200 couteaux + 16 racleurs.
- Air comprimé quasi-systématique.
- Fontimètre de 80 cm en clé de bouclier.
- Injection systématique de mousse et additifs au front et dans la chambre d'abattage.
- Possibilité d'injection radiale de bentonite autour de la jupe.
- Possibilité de forages ou injections obliques tout autour du bouclier.
- Réserve importante de puissance installée sur la machine, pour faire face à toute éventualité.

5. Calculs spécifiques

Nous soulignerons simplement les points suivants, spécifiques ou inhabituels :

5.1 Revêtement en voussoirs

Les voussoirs en béton armé préfabriqué font 40 cm d'épaisseur. Mais au niveau des faces en contact entre voussoirs, l'épaisseur effective est réduite à 25 cm en raison des chanfreins existants sur toute la périphérie des voussoirs. Les faces en contact sont frettées en conséquence pour transmettre convenablement les efforts.

5.2 Maîtrise des déformations induites en surface

Les seuils imposés au Marché en terme de tassements maxi sont les suivants :

- au droit de bâtiments et ouvrages : 5 mm, et différentiel 1‰ ou 0,7‰ en cas de bâtiments élancés
- au droit de voiries : 10 mm, et différentiel 2‰.

L'Entreprise a conduit les calculs d'exécution sur logiciel aux Eléments Finis CESAR du LCPC, au droit de 14 sections-type sélectionnées. Le principe est de calculer la section de revêtement+terrain en 2 dimensions selon un maillage étendu et d'appréhender la 3ème dimension (avancement du front) par la notion du taux de déconfinement des contraintes intérieures radiales équivalentes. Ces calculs sophistiqués donnent l'évolution phase par phase des déformations et tassements prévisionnels, et permettent de préciser les pressions de consigne à exercer au front. Localement, ces calculs ont montré pour 3 sections délicates la nécessité théorique d'une injection latérale de bentonite en complément.

Afin d'établir des calculs réalistes, il a été défini une adaptation particulière des hypothèses de cohésion pour les toutes premières phases de calcul correspondant au passage du front et de la jupe du tunnelier juste avant les injections de bourrage arrière. Car dans les terrains ici concernés à dominante fréquemment marneuse, l'essentiel des déformations se produit durant ces premières phases de calcul. Et les hypothèses usuelles de calcul dites à **Court Terme** (traditionnellement utilisées pour des phases travaux de 1 à quelques mois) conduiraient ici à des plastifications et déformations importantes au calcul, mais sans réalité physique pour des phases travaux de durée réelle inférieure à 1 jour. C'est pourquoi ont été adaptées des hypothèses spécifiques qui ont été dénommées pour ce chantier à **Très Court Terme** : voir tableau comparatif ci-après.

L'adaptation n'a porté ici que sur les valeurs de cohésion qui ont été déduites de façon raisonnable à partir des autres caractéristiques du dossier provenant préférentiellement d'essais rapides ou non drainés. Cette approche a conduit pour indication à des valeurs de cohésion Très Court Terme égales le plus souvent à 3 ou 4 fois celles usuelles du Court Terme. Et les résultats se sont révélés ensuite en bon accord avec les réalités mesurées.

Les tassements calculés aux Eléments Finis ont été de 3 à 12 mm en surface.
Les tassements mesurés réellement ont été de 2 à 8 mm en surface, hors incidents.

ETUDE DE TASSEMENTS
CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES MOYENNES A TRES COURT TERME

		Court terme		Très court terme (proposé)		
		φu	Cu	φu^*	Cu^*	cu^*/cu
		(°)	(kPa)	(°)	(kPa)	
Remblais sableux, colluvions		30	0	30	0	-
Remblais argileux, limons		20	10	20	10	1.0
Poudingues, grès durs	St11-21	-	-	-	-	-
Poudingues désagrégées	St12	40	20	40	60	3.0
Grès tendre sableux	St22	30	30	30	120	4.0
Marne raide ou sablo-gréseuse	St41	25	200	25	600	3.0
Marne et marne raide	St41/42	25	100	25	300	3.0
Marne franche	St42	25	80	25	250	3.1
Marne argileuse	St43	20	40	20	120	3.0
Argile marneuse	St44	20	20	20	60	3.0
Marnes noires litées		20	40	20	150	3.8
Marnes et marnes ligniteuses feuilletées		20	40	20	130	3.3
Calcaires marneux lités et marnes ligniteuses		20	40	20	130	3.3
Sables +/- grésifiés	St51	30	30	30	60	2.0
Sable argilo-marneux	St52	30	20	30	40	2.0
Sables crus	St53	35	0	35	0	-

Figure 5 - Tableau comparatif des hypothèses dites court terme et très court terme

Figure 6 Tunnelier en transit en station

5.3 Pendage transversal des couches du Stampien, incliné de 20° à 40°

Le tunnel n'a pas ou peu été impacté par cette donnée. En revanche, il a fallu en tenir compte pour les stations et ouvrages en ligne. Cela a été notamment le cas pour la stabilité provisoire des parois et tirants de la station Blancarde profonde de 25 m et soumise sur tout son côté amont à un pendage incliné défavorablement à 25° vers la fouille.

Comme les calculs usuels de type RIDO ne savent pas intégrer cette donnée, des compléments de dimensionnement ont été calculés par des approches type mécanique des roches fissurées et/ou en dégradant les caractéristiques.

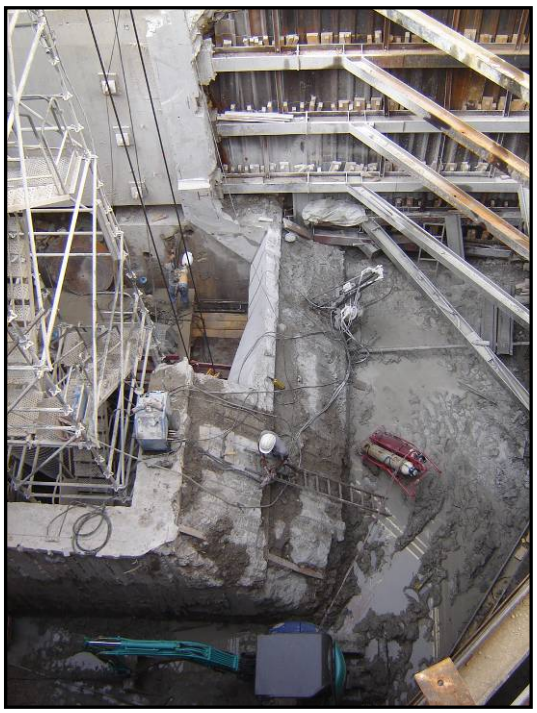
6. Difficultés particulières lors de la réalisation du tunnel

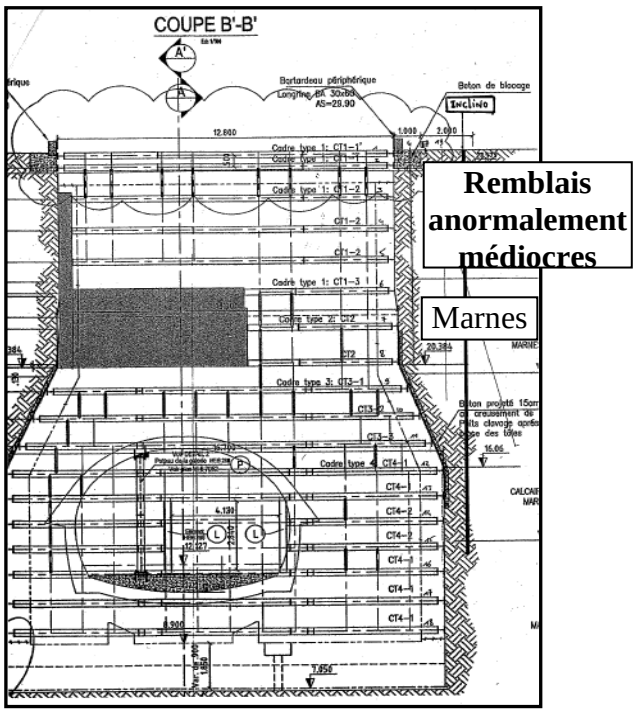
Le chantier s'est déroulé de façon satisfaisante, puisque les 2 km de tunnel ont été effectivement réalisés en 13 mois de Janvier 2007 à Janvier 2008 comme prévu au planning. Reste toutefois à finir d'ici Juin 2008 les derniers parachèvements du tunnel et de ces interfaces.

Mais ce chantier a été confronté à plusieurs cas limites d'utilisation du tunnelier en terrains difficiles. Et il a fallu au stade des travaux disposer de tout le savoir-faire d'un Groupement d'Entreprises expérimenté pour en maîtriser la réalisation et adapter en permanence des paramètres complexes en fonction des terrains rencontrés :

- Terrains très hétérogènes, allant de grès et poudingues durs à des marnes de diverses nuances et localement des limons marneux ou sableux médiocres. L'hétérogénéité peut aussi se manifester à l'échelle d'une même section du tunnel.
  L'une des pires situations a été de se retrouver avec des poudingues durs en ½ section inférieure, et des terrains médiocres en toit.
  Une autre conséquence de l'hétérogénéité a été, associée à la surpuissance installée sur la machine, d'induire des problèmes de roulis notamment en début de chantier (des stabilisateurs ont dû être ajoutés par la suite), et une casse inattendue des attaches de 3 molettes environ 15 m avant d'atteindre la 1ère station : Saint Barnabé.
  En pratique la maîtrise véritable du tunnelier et des terrains a nécessité une période d'adaptation de l'ordre de 4 mois en début du creusement effectif.
- Franchissement d'un talweg limoneux plus important que reconnu (Jardins d'Haïti) descendant localement dans le ¼ supérieur du tunnel, et avec une couverture faible de 9 m au dessus de la clé de voute. Il a fallu alors décider de stopper à temps le tunnelier, puis conforter par injections depuis la surface, avant de redémarrer dans les conditions de sécurité normales. Des tassements importants, de l'ordre de 10 à 20 cm sont apparus heureusement dans un parc et sans créer de désordres aux bâtiments ni aux réseaux. Le tunnelier a ainsi été immobilisé environ 20 jours, du 19 Septembre au 14 Octobre 2007.
- Franchissement des voies SNCF au droit de la gare de la Blancarde, avec une couverture d'environ 12 m. seulement avec des terrains à dominante marneuse.
- Venues d'eau localement abondantes, notamment à l'arrivée dans la station Saint Barnabé.
- Aléa de puits anciens, pas toujours répertoriés. Un débourrage massif avec résurgence de mousse en surface s'est ainsi produit dans un bâtiment (désaffecté) de la clinique Merlin.

- Incident lors du creusement du puits d'arrivée à St Jean du Désert de grande dimension, associé à la démolition simultanée et par parties du puits terminus existant devenu trop petit. La construction est réalisée dans un site très contraint au niveau environnemental et sous des réseaux importants situés jusqu'à 5 m. de profondeur. Des déformations excessives se sont produites sur les cadres de soutènement (déformations de l'ordre de 10 cm), nécessitant de mettre en place rapidement des confortements pour enrayer l'incident (injections des remblais médiocres, ancrages, renforts).





Figures 7 & 8 - Photo et coupe du puits St Jean du désert

Figure 9 Vue arrière du tunnelier

7. Conclusion

La réalisation du tunnel a nécessité une capacité d'adaptation permanente, qui a pu être maîtrisée grâce à une bonne anticipation dès la phase Conception, puis à une bonne concertation entre les intervenants en phase chantier.

DIAGNOSTIC ET CONFORTEMENT DE LA GALERIE SOUTERRAINE DE OUED TOLBA, ALGERIE

THE DIAGNOSIS AND REINFORCEMENT OF THE UNDERGROUND OF THE OUED TOLBA, ALGERIA

Bouchrit ROUISSAT [1], Abdelmalek BEKKOUCHE[2], Nadia SMAIL[3]
[1] *Doctorant, université de Tlemcen, Algérie*
[2] *Maître de conférence, université de Tlemcen, Algérie*
[3] *Doctorant, université de Tlemcen, Algérie*

RESUME- Conçue à l'origine pour évacuer les eaux de pluies drainées par l'Oued Tolba et son confluent l'Oued Tiaret, la galerie souterraine de Oued Tolba constitue actuellement le réseau principal d'assainissement de la ville de Tiaret. La présente étude porte essentiellement sur le diagnostic de l'état intérieur du canal, les causes principales des désordres et des moyens de confortement et de réhabilitation.

ABSTRACT-Initially designed to evacuate the rain water drained by the ouedr Tolba and oued Tiaret, the underground gallery of oued Tolba constitute nowadays the main cleaning up network of the city of Tiaret. The present study is mainly on the diagnosis of the interial state of the canal, the main causes of disorders and the means of the reinforcement and restoring.

1. Introduction

Le canal de l'Oued Tolba constitue le réseau principal d'assainissement de la ville de Tiaret. Ce collecteur principal a été construit en plusieurs tranches de 1886 à 1961 en recouvrant l'Oued sur toute la longueur correspondante au tracé urbain.

Cette construction ancienne est en majorité de type maçonnée et repose sur le lit naturel de l'Oued Tolba constitué de couches gréseuses formant ainsi le radier naturel du canal. La pente moyenne est de 3 à 4% avec de nombreux décrochements à pentes très fortes. Le profil de cette construction comporte plusieurs types de sections sur plusieurs tronçons dont le recouvrement est variable de 0 à 8 m environ.

Tableau I. Caractéristiques de la galerie

Tronçons	Formes	Sections (m^2)	Matériaux
1	Carrée	3.20	Moellons et béton
2	Voûte en ogive	11	Moellons
3	Rectangulaire	14.40	Moellons avec couverture en béton
4	Voûte en ogive	11	Moellons
5	Voûte en ogive	11	Béton
6	Rectangulaire	8.80	Moellons avec couverture en béton
7	Pieds droits+Voûte	9.50	Moellons
8	Pieds droits+Voûte	11	Moellons
9	Rectangulaire	10.5	Moellons avec couverture en briques
10	Pieds droits+Voûte	12	Moellons
11	Passage escaliers	8	Moellons
12	Pieds droits+Voûte	11	Moellons
13	Rectangulaire	5.6	Moellons avec couverture en béton
14	Pieds droits+Voûte	13	Moellons
15	Pieds droits+Voûte	14.3	Moellons

Le tracé du canal est parfois visible notamment dans sa position Nord sur une longueur de 975 m. Il est cependant enterré dans sa partie Sud qui constitue le centre ancien de la ville qu'il y'a lieu de préserver compte tenu des divers incidents survenus depuis 1975 à 1994.

2. Désordres survenus au canal

Le canal de l'Oued Tolba a connu durant ces deux dernières décennies des désordres de degrés de gravité variables. Ces désordres se manifestent essentiellement par des effondrements en masse créant d'énormes fouilles et cavités le long des tissus urbains et portant préjudices aux bâtis. De multiples affaissements et tassements de voiries ont été également enregistrés. Nous résumons dans ce qui suit les importants cas pathologiques enregistrés durant cette dernière décennie.

Tableau II. Chronologie des désordres survenus au canal

Date	**Eléments du canal concernés par l'incident**	**Préjudice et édifices concernés**	**Causes principales**
1991	- Toiture en voûte - Pieds droits	- Place publique - V.R.D avoisinants	Absence d'expertise
1994	- Toiture en voûte - Pieds droits	-V.R.D - Placette principale - Constructions surplombant l'importante fouille de 8 m	- Fuites réseau d'AEP et érosion régressive
1998	- Toiture en dalle - Pieds droits	-Mur de clôture d'une école - Constructions privées	-Contact radiers-voiles non assuré - Ecoulements sous voiles et affouillements
2000	- Toiture en voûte - Pieds droits	- V.R.D et bâtiments	- Fuites réseau d'évacuation des bâtiments et érosion régressive

Les photos ci-après illustrent l'état intérieur du canal et les différentes dégradations enregistrées

Figure 1. Canal en moellons avec toiture en voûte- Erosion importante du lit

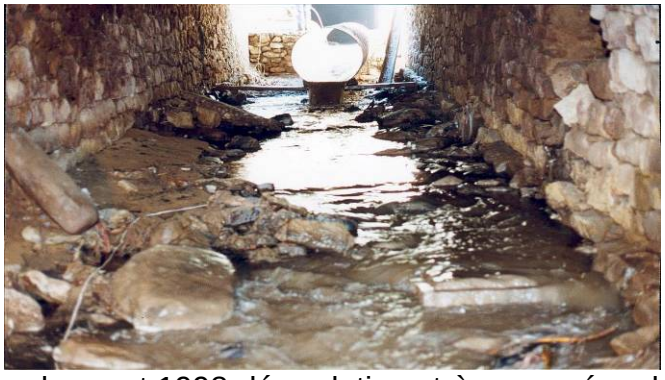


Figure 2. Effondrement 1998-dégradations très avancées de la structure

Figure 3. Instabilité générale de la structure- Ecoulements sous voiles

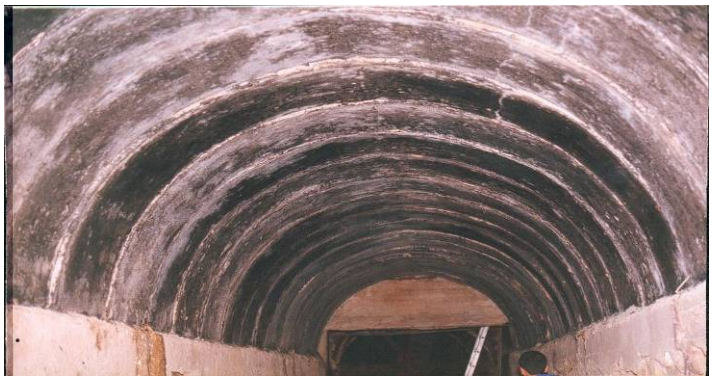


Figure4.Effondrement 1994- Confortement en voûtes préfabriquées

Le cas pathologique le plus récent est celui enregistré le mois de Décembre 2000 survenu au droit de 03 bâtiments en R+5 constituant les 42 logements.

Des fuites progressives au niveau des réseaux d'évacuation des eaux usées des bâtiments ont crée une érosion régressive et dont les particules entraînées se sont infiltrées entre le jointage assurant la liaison entre les moellons de la toiture en voûte.

Cette érosion a crée, par le temps, des cavités au niveau des matériaux entourant et recouvrant le canal, ces matériaux sont constitués en majorité de remblais non compactés. L'altération du liant et sa disparition ont fragilisé d'avantage la structure du canal jusqu'à entraîner en finalité son effondrement sur une profondeur avoisinant les 7.50m.

3. Causes des désordres

Le diagnostic a permis de dégager les conclusions fondamentales ci-dessous :

L'absence de visites et d'entretien réguliers sur le canal ont aggravé le comportement de sa structure. Les différentes actions opérées sur le canal (ouvertures, branchements d'assainissement…. etc) ont porté préjudice à sa stabilité générale. Sur le plan de l'exploitation, l'absence de curage et de nettoyage du canal ont laissé l'occasion aux différents dépôts de s'accumuler dans différentes zones du radier,

perturbant ainsi les conditions d'écoulement et créant des concentrations d'écoulement au niveau de la liaison radiers-voiles.

L'âge de l'ouvrage a conduit à des altérations, dégradations dues au vieillissement des éléments de la structure, cette situation a été aggravée par les branchements d'assainissement effectués sur les voiles du canal, créant ainsi des dégradations notamment sur les tronçons à maçonnerie et moellons.

L'absence des radiers dans certaines zones a conduit à des affouillements portant préjudice à la stabilité générale de la structure, les altérations du liant de la maçonnerie et des moellons dues, soit aux actions des écoulements, soit à la qualité des eaux usées rejetées dans le canal, ont déstabilisé les pieds droits créant ainsi des désordres,

Sur le plan conceptuel, l'absence de liaison adéquate entre les radiers du canal formés par la roche mère du thalweg constitue le problème majeur de stabilité de l'ouvrage. En effet, les affouillements, les écoulements concentrés au niveau du soubassement des voiles contribuent à déstabiliser d'avantage ces éléments et par conséquent toute la structure. Le levé topographique souterrain élaboré, les recollements de la structure ont permis de reprendre les calculs hydrauliques du canal, les vitesses trouvées sont, à quelques niveaux trop excessives et atteignent parfois les 13 m/s.

Sur la base des résultats du diagnostic, il a été défini trois types de tronçons du canal en fonction du degré de dégradations et de la priorité d'intervention en l'occurrence :

- Tronçon présentant un danger immédiat et qui doit être conforté en priorité,
- Tronçon présentant un danger à moyen terme et qui doit être conforté en second lieu,
- Tronçon en assez bon état et qu'il y'a lieu d'entretenir afin d'éviter des dégradations ultérieures.

4. Confortement du canal

Pour le confortement et la réhabilitation du canal, il y a lieu de tenir compte d'un certain nombre de directives à savoir :

La réhabilitation et création de nouveaux accès de dimensions permettant l'introduction du matériel est nécessaire au confortement, puisque ce dernier s'effectuera en travaux souterrains et en milieu urbain. Afin de permettre des travaux à sec à l'intérieur du canal, il y a lieu de dériver, provisoirement, tous les rejets opérés sur le canal, par tronçons de 15 à 20 m.

Pour la consolidation du remblai autour du canal, des forages et injections sur l'extrados sont nécessaires.

L'instabilité des éléments de la galerie exige la projection de cintres métalliques épousant la forme de la section en travers, espacées de 2m pour le soutènement de l'ancienne structure. Aussi, certaines actions complémentaires sont nécessaires en vue d'améliorer le comportement ultérieur du canal en l'occurrence :

- Aménagement des zones amont du canal (seuils, corrections torrentielles, décantation…etc..) afin de soulager le canal en matière de transports solides,
- Projection d'un système de drainage inexistant auparavant afin d'acheminer les eaux accidentelles de fuites des réseaux,

Pour le confortement lui-même, et en fonction des diverses contraintes, plusieurs solutions ont été proposées :

- Réalisation d'une coque en béton projeté en deux phases avec armature de peau,
- Réalisation d'une nouvelle structure en béton armé épousant la géométrie de l'ancienne structure,
- Réalisation des éléments de la structure en voussoirs préfabriquées,
- Confortement en utilisant des voûtes préfabriquées encastrées au niveau de dés de soubassement avec injection en béton de l'espace entre l'ancienne et la nouvelle structure du canal.

Figure5. Création d'accès au canal sur des profondeurs importantes

Figure6. Réalisation de radiers avec réservation pour cintres

Figure7. Travaux de confortement du canal

5. Conclusions

Le canal de l'Oued Tolba constitue actuellement l'émissaire principal de l'assainissement de la ville de Tiaret, le maintien de sa fonctionnalité est plus que capital. Il permet également de drainer les crues des deux Oueds Tolba et Tiaret.

La stabilité et la durabilité de cet ouvrage permettent d'éviter les lourdes conséquences qui en découlent, tant au niveau du canal lui-même, qu'au niveau des infrastructures avoisinantes. .

Autre le vieillissement de la structure, plusieurs paramètres ont été à l'origine des dégradations enregistrées :

- Absence du gestionnaire officiel de l'ouvrage,
- Exploitation et entretien pratiquement inexistants,
- Non respect des règles de l'art pour les actions opérées sur le canal,

Un certain nombre d'actions élémentaires auront pu éviter, ou du moins atténuer, les importants désordres enregistrés si des actions légères ont été engagées en temps opportun.

Il y'a lieu d'établir des cahiers des charges pour l'exploitation de ce type d'ouvrages avec une assistance technique adéquate.

6. Bibliographie

EDEMINES (1996) Expertise préliminaire du canal Oued Tolba.

C.T.H (1998) Expertise et étude de confortement du génie civil du canal Oued Tolba, phase recollement de la structure.

Rouissat B. Expertise de la galerie principale de la ville de Tiaret (2003) Séminaire national sur l'eau et l'environnement, Centre Universitaire de Béchar.

LUTTE CONTRE LES INONDATIONS DANS LE VAR (83) : FONÇAGES AU MICROTUNNELIER - PASSAGE SOUS VOIES FERREES

FLOODING PLAN IN VAR (83) PIPE JACKING (MICROTUNNELING) - UNDER RAILWAY

Christophe SABATIER [1], Jean-Michel RESCOUSSIER [2]
[1,2] *: ARCADIS, Marseille - France*

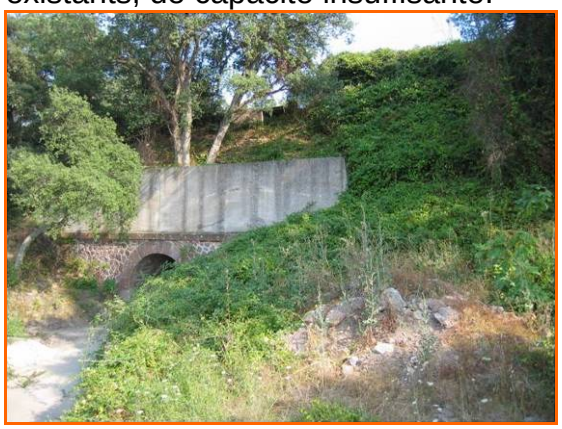
RÉSUMÉ – Afin de lutter contre les inondations, des travaux de fonçage au micro-tunnelier ont été réalisés à Saint-Raphaël pour franchir les remblais des voies ferrées de la ligne Marseille – Vintimille. Le contexte géotechnique particulier du site a nécessité en cours de travaux la réalisation d'injections de façon à réduire la perméabilité localement élevée des sols suite à une perte totale de la boue de marinage dans le terrain, rendant impossible la poursuite du fonçage. Ces travaux ont nécessité la mise en place d'un suivi topographique des tassements en surface.

ABSTRACT – In order to avoid flooding, microtunneling works have been done in Saint-Raphael city to cross railway fills of the line Marseille – Vintimille. Due to the particular geotechnical environment of the site, injections were needed during the works to reduce soils permeability which was locally high. Indeed, the pipe jacking had been stopped because of a complete drilling mud loss in soils, and was restarted thanks to the injections. Those works needed the establishment of a topographic monitoring for surface settlements.

1. Description de l'opération

Suite aux graves inondations survenues en 2002, la ville de Saint-Raphaël a engagé un vaste programme de lutte contre les inondations. Dans ce cadre, un important projet hydraulique basé sur la crue centennale a été lancé, incluant notamment le recalibrage des vallons de l'Armitelle et de la Péguière dans le quartier de Boulouris.

De façon à faciliter l'évacuation des eaux de ces deux vallons, franchis en remblais par la ligne SNCF Marseille - Vintimille, la ville de Saint-Raphaël a entrepris la création de nouveaux passages hydrauliques par fonçage de cinq buses béton destinées à doubler les ouvrages hydrauliques existants, de capacité insuffisante.



Figures 1 et 2 - Ouvrage hydraulique existant

Les travaux, réalisés sur 2 sites distants d'environ 500 m (respectivement au PK 164.676 et 164.108 de la ligne SNCF) comprenaient la réalisation de :

- 3 nouvelles buses béton de 39 ml chacune, et de 1500mm de diamètre intérieur sur le site de l'Armitelle,

- 2 nouvelles buses béton de 36 ml chacune (diamètres intérieurs de 1400 et 1500 mm) sur le site de la Péguière.

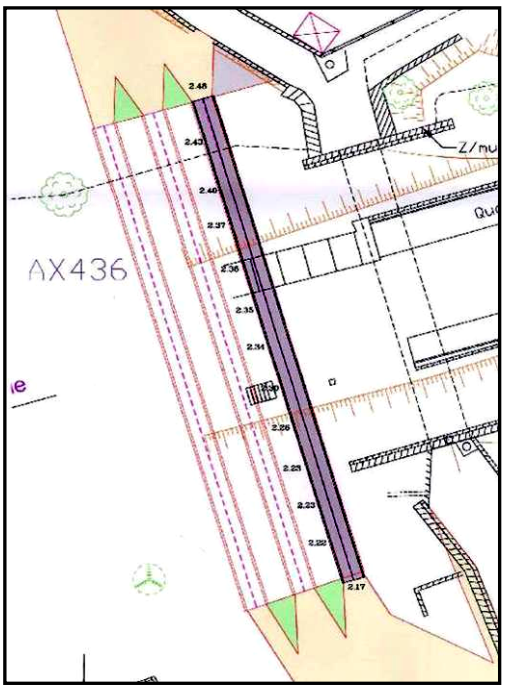


Figure 3 - Vue en plan du projet de fonçage Site de l'Armitelle

Les travaux ont démarré en octobre 2006 en parallèle sur les 2 sites, après notification des marchés respectivement aux Entreprises SMCE Forage et SPAC HDI, toutes deux spécialistes en micro-tunnelier.

2. Contexte géotechnique du projet

Les terrains traversés avaient été préalablement reconnus par de nombreux sondages et essais géotechniques : sondages carottés, sondages destructifs avec enregistrement des paramètres de forage (vitesse instantanée d'avancement, pression sur l'outil, couple de rotation), essais pressiométriques et essais d'eau type LEFRANC, programme d'essais de laboratoire...

Ces sondages de reconnaissances, (réalisés fin 2004 – début 2005) étaient alternativement verticaux, inclinés et horizontaux au droit de chacun des futurs ouvrages à réaliser. Ils ont permis de mettre en évidence la succession des terrains suivante :

- des remblais ferroviaires avec présence de blocs de grès de dimensions parfois importantes (Dmax = 800 mm) dans une matrice sablo-argileuse plus ou moins abondante,
- des alluvions récentes de nature essentiellement limono-argileuse,
- un substratum rocheux constitué de grès et de pélites plus ou moins fracturés et altérés dans leur partie supérieure.

La synthèse géotechnique a montré que les fonçages envisagés étaient situés au dessus du niveau de la nappe, à l'interface entre les remblais ferroviaires et les alluvions récentes. La hauteur moyenne de couverture est de 7 à 8 m environ au droit de la plate-forme ferroviaire *(cf coupe géotechnique en page suivante – figure 4)*

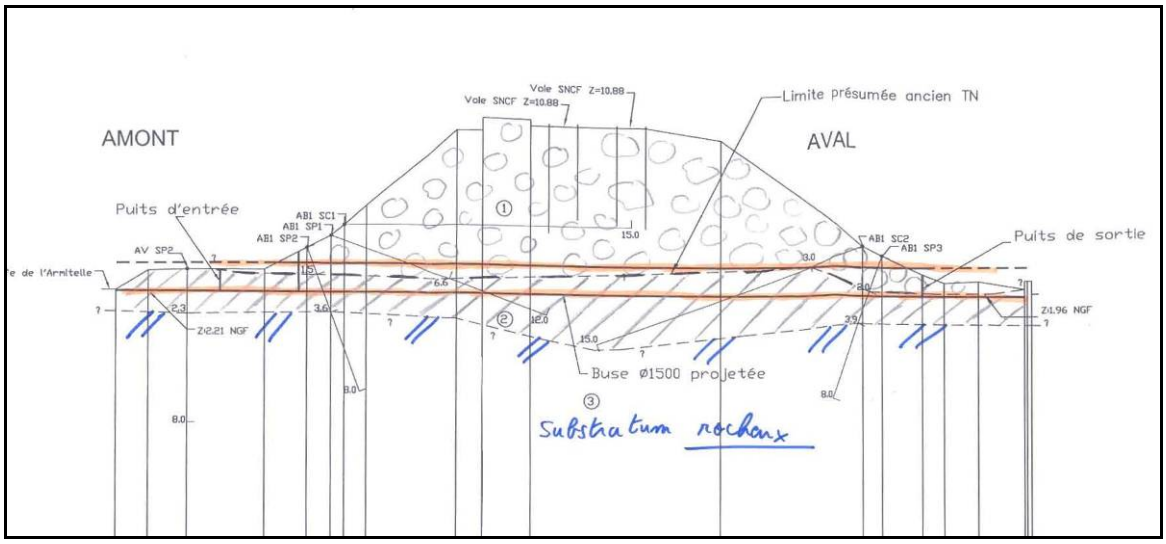


Figure 4 - Coupe géotechnique

3. Choix de la technique du microtunnelier AVN

Compte tenu de la nécessité de maintenir les circulations ferroviaires en permanence pendant les travaux, ces ouvrages devaient être impérativement réalisés par une technique sans tranchée. Après analyse du contexte géotechnique des sites de travaux et étude du bilan avantages / inconvénients inhérents à chaque méthode, c'est la technique de fonçage au microtunnelier qui a été retenue pour ces travaux. *(voir schéma de principe ci-après – figure 5)*

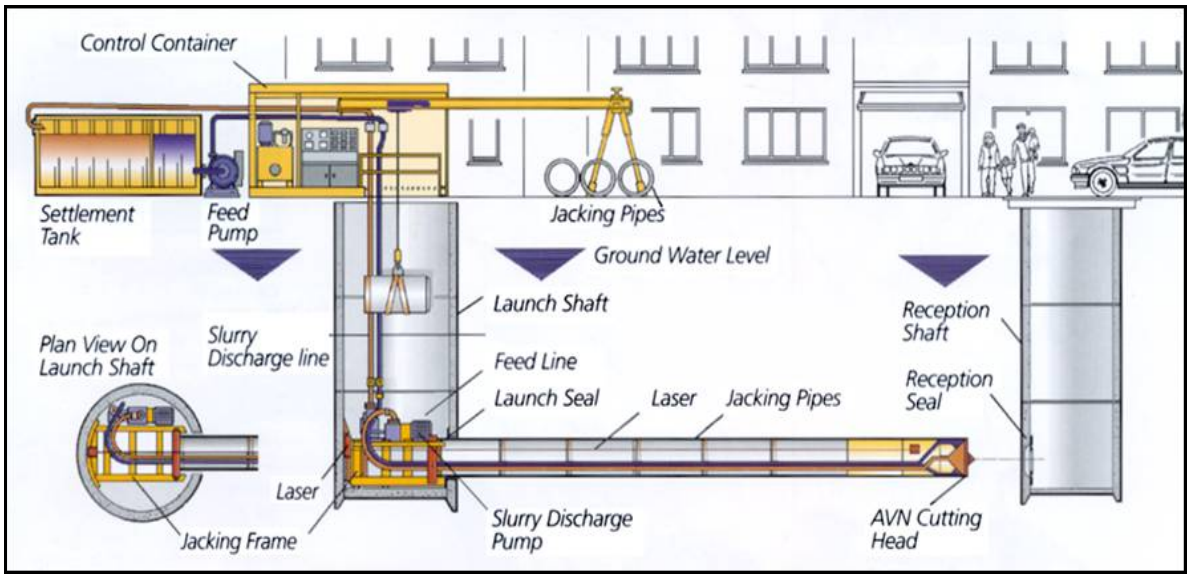


Figure 5 - Principe de fonçage au microtunnelier

Du fait de l'hétérogénéité des terrains et de la présence des blocs de grès, une solution de fonçage « classique » à front ouvert a été rapidement écartée. Le choix technique s'est alors porté sur un microtunnelier AVN (marinage hydraulique) à tête de coupe mixte « rocher / terrain meuble » *(cf photo ci-contre).*
Etant donné la taille importante des blocs rencontrés (D_{max} de l'ordre de 0.80 m), l'alternative d'un microtunnelier à marinage mécanique par vis était exclue.

Figure 6 - Tête de coupe du microtunnelier

L'utilisation d'un microtunnelier à pression de boue permet d'assurer le confinement du terrain au front et d'évacuer les déblais abattus par marinage hydraulique.

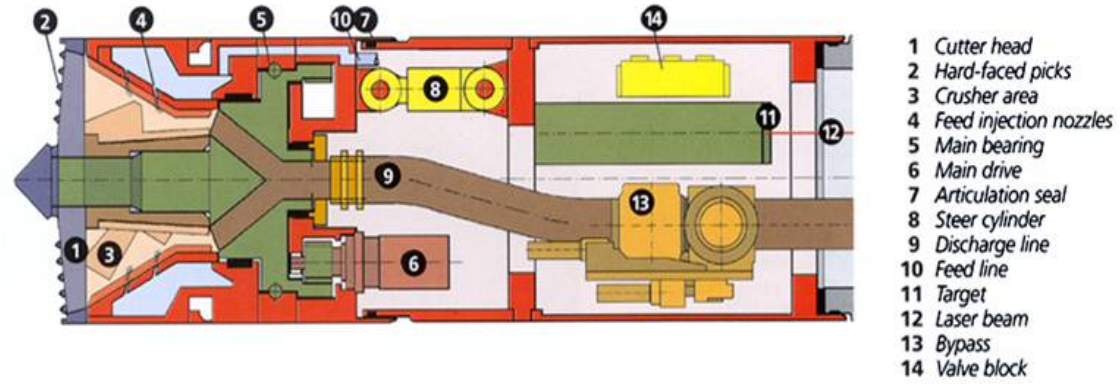


Figure 7 - Schéma fonctionnel d'un micro-tunnelier AVN (source : Herrenknecht)

Figures 8 & 9 - conduites de marinage & bâti de poussée

4. Déroulement des travaux sous voies SNCF en service

Afin de garantir la sécurité des trains circulant sur les voies, les travaux ont été effectués avec mise en place d'un ralentissement des trains par la SNCF (à 100 km/h puis 40 km/h) et d'une surveillance topographique des voies en surface (voir paragraphe ci-après d'analyse des tassements).

Les travaux du site de la Péguière se sont déroulés dans de bonnes conditions, non sans quelques petits soucis normaux « d'exécution » (position décalée de certains réseaux existants, légère déviation de trajectoire…). La fin des 2 fonçages de ce site a eu lieu le 20 novembre 2006, soit seulement 2 mois après le début des travaux.

Pour le site de l'Armitelle, les choses se sont avérées plus compliquées : dès le 1er tir, le microtunnelier s'est retrouvé arrêté après seulement 10 ml de foration, avec une perte totale de boue de forage dans le terrain. Compte tenu des pertes de boue importantes rencontrées dès les premiers mètres du fonçage, l'Entreprise a travaillé avec une boue épaissie au maximum (densité atteinte de l'ordre de 1.4 pour une valeur habituelle de 1.2), en étant toutefois limitée par une limite haute de densité pour permettre d'assurer le retour de la boue chargée en déblais par les conduites de marinage.

La perte totale de boue rendant impossible le retour des déblais excavés par la tête de coupe, le microtunnelier a ainsi dû être arrêté, après plusieurs tentatives de redémarrage sans succès (densité de boue encore augmentée, poussage « en force » de la machine sur quelques cm…). Plusieurs hypothèses sont alors avancées : présence d'une cavité non reconnue (vide naturel ou ouvrage ancien : puits, galerie…), remblai ferroviaire drainant constitué de blocs…

L'analyse de la situation menée par une visite au front et des reconnaissances complémentaires, en collaboration entre la Maîtrise d'œuvre et l'Entreprise, a montré que la cause des problèmes était la perméabilité localement très élevée des remblais. La solution retenue a donc été d'injecter les remblais ferroviaires.

5. Travaux d'injection des remblais ferroviaires

Les injections ont été réalisées depuis l'aval du talus SNCF par des forages horizontaux d'une longueur variant entre 20 et 35 m. Un maillage spécifique a été prévu afin de créer dans un 1er temps une enceinte délimitant la zone à traiter. Il a ainsi été injecté successivement dans le terrain un *produit très expansif* réagissant à l'eau (de type résine polymère, CARBOSTOP) et un *coulis de ciment* (plus classique).

Ces injections avaient pour but de réduire la perméabilité localement très élevée des remblais ferroviaires dont la composition réelle s'est avérée être un empilement de blocs (matrice fine très peu présente) et non de renforcer mécaniquement le terrain, dont les caractéristiques étaient satisfaisantes.

Les travaux de fonçage ont pu alors reprendre, moyennant un délai de quelques jours après la fin des injections, pour garantir la bonne prise des produits injectés.
Le 1er fonçage s'est ainsi terminé le 20 décembre 2006 avec toutefois des pertes résiduelles de boue dans le terrain non négligeables. Ces pertes peuvent s'expliquer par le fait que les injections n'ont volontairement pas été menées jusqu'au refus (remplissage complet des vides) par souci d'économie.

Compte tenu du retard pris dans l'exécution de ce 1er fonçage et des impératifs de circulation sur la ligne ferroviaire, la SNCF a dû, fin décembre 2006, demander l'arrêt des travaux car le maintien du ralentissement des trains sur ce tronçon (à 40 km/h) n'était plus possible.

Grâce à une étroite collaboration entre la Ville de Saint-Raphaël et la SNCF, les travaux de fonçage ont pu reprendre début mars 2007 (nouveau créneau possible pour le ralentissement des trains) et se sont achevés fin avril 2007 avec les tirs n° 2 et 3, préalablement injectés. D'autres entreprises ont ensuite pris le relai sur ce chantier avec notamment la création des ouvrages d'entonnement, la réalisation des travaux de recalibrage des vallons ainsi que l'élargissement des ponceaux routiers de franchissement de la route du littoral, dernier obstacle avant le débouché en mer des vallons.

6. Analyse des tassements en surface et surveillance des voies ferrées

Un système de surveillance topographique a été mis en place sur les voies SNCF dans la zone des travaux. Les mesures traditionnelles (réalisées manuellement par un géomètre) ont été effectuées quotidiennement, avec une fréquence renforcée (2 à 3 mesures / jour) pendant les phases délicates de travaux.

Suite aux incidents rencontrés, le site de l'Armitelle a été par la suite (en novembre 2007) équipé d'un système automatisé de mesures permettant d'assurer une surveillance en continu des voies SNCF (un relevé toutes les 30 minutes, 7 jours sur 7, 24h/24).

Figure 10
Prisme sur traverse SNCF

Figure11 - Théodolite motorisé

Les tassements mesurés en surface sur le site de la Péguière sont restés très faibles, de l'ordre au maximum de 4 à 5 mm. Les modélisations aux éléments finis avaient d'ailleurs permis d'estimer correctement ces valeurs.
Le principe retenu dans le calcul aux éléments finis pour estimer les tassements prévisibles a été un modèle en 2 dimensions selon un maillage étendu (resserré dans la zone des travaux) et d'appréhender la 3ème dimension (avancement du front) par la notion du taux de déconfinement des terrains.

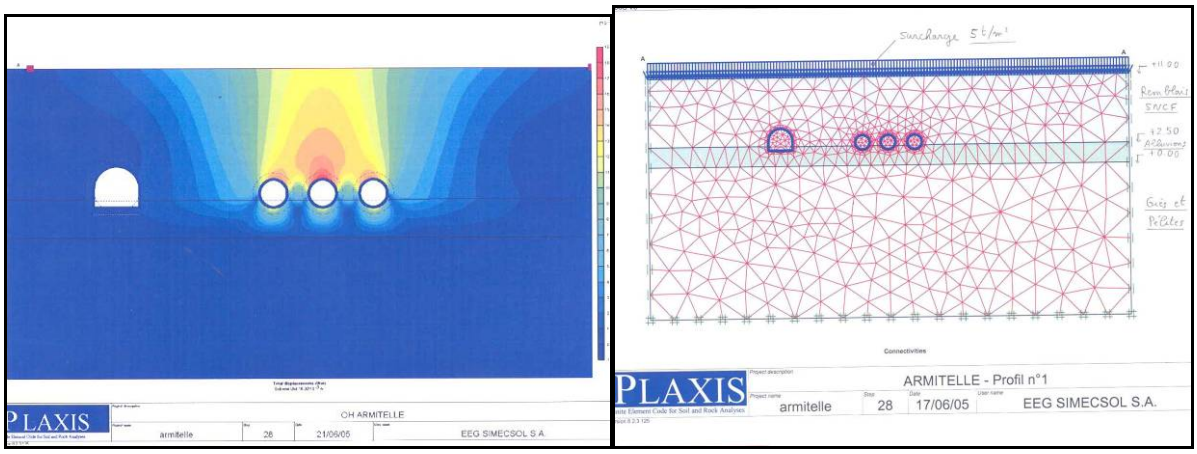


Figure 12 - Estimation théorique des tassements – modélisation aux éléments finis

Pour l'Armitelle, les tassements des voies SNCF se sont avérés plus importants (tassement cumulé de l'ordre de 40 à 50 mm). Des interventions d'agents de la SNCF ont ainsi été nécessaires à plusieurs reprises pour réhausser les voies *(voir ci-après la figure 12 présentant l'évolution des tassements maximums mesurés en surface)*

Ces tassements se sont produits en surface, malgré une couverture relativement importante de 7 à 8 m au-dessus des fonçages. Ils peuvent s'expliquer en grande partie par une mise en mouvement (rotation) des blocs constitutifs des remblais ferroviaires à l'avant du micro-tunnelier. Ce phénomène n'avait pas pu être pris en compte dans les modélisations aux éléments finis, basées sur des caractéristiques moyennes des terrains, d'où les écarts constatés avec les prévisions de tassements (tassement théorique calculé de 10 à 15 mm). Aucune apparition de fontis n'a toutefois été à déplorer lors de ces travaux, grâce en particulier à l'utilisation d'un micro-tunnelier à pression de boue.

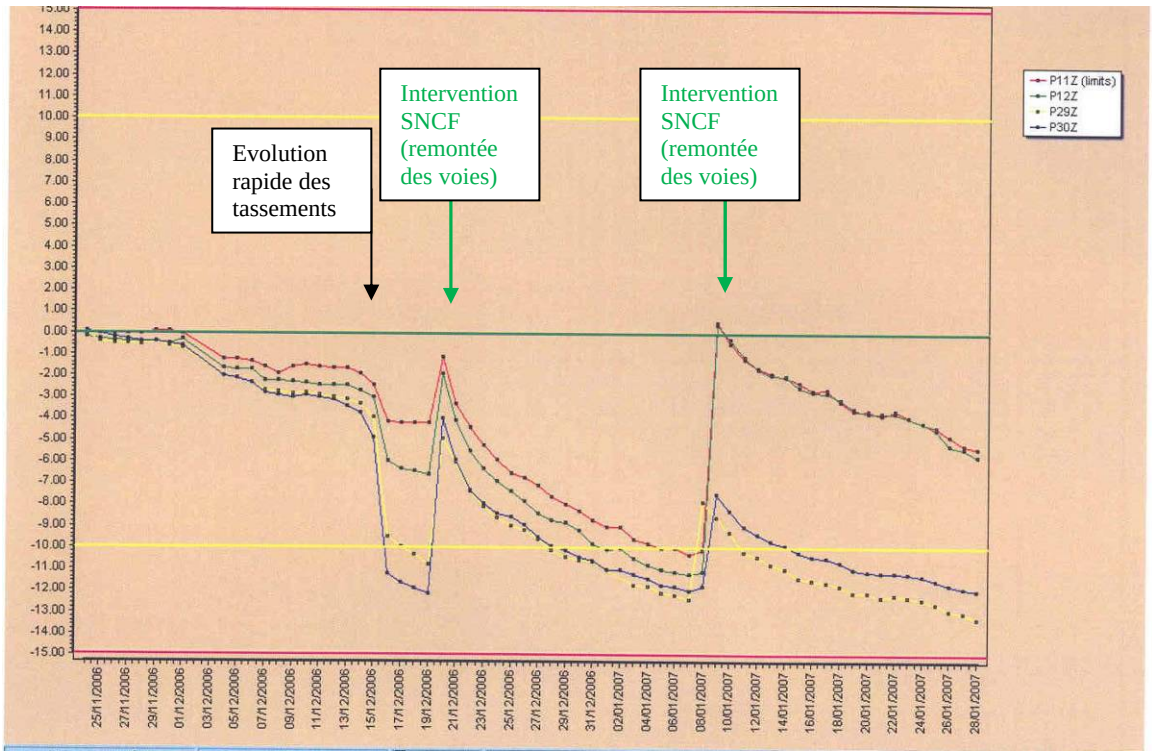


Figure 13 - Evolution des tassements (mesurés en surface)

7. Conclusion

Les difficultés rencontrées lors de ce chantier « ordinaire » de fonçage ont montré les limites d'emploi de la technique d'un micro-tunnelier à pression de boue, très sensible hors nappe à une perméabilité localement très élevée des terrains (perte totale de boue empêchant le retour de marinage et entraînant donc un arrêt forcé du micro-tunnelier).
Ces travaux rappellent que des aléas géologiques sont toujours possibles, et ce malgré la réalisation préalable d'une campagne de reconnaissances géotechniques conséquente.

Les injections effectuées dans les remblais ferroviaires ainsi qu'une adaptation quasiment en temps réel des paramètres de pilotage du micro-tunnelier en fonction des mouvements observés en surface ont toutefois permis de terminer ces travaux dans de bonnes conditions, sans incidence notable sur la circulation ferroviaire (aucun arrêt de circulation des trains n'a en effet était nécessaire durant la totalité du chantier).
Coordination et communication entre les différents intervenants (Mo/Moe/Entreprises/SNCF…) constituent les clés de la réussite d'une telle opération, notamment lorsque des difficultés sont rencontrées lors des travaux.

Localisation : **SAINT RAPHAËL (83)**
Quartier de Boulouris

Maître d'Ouvrage : **Ville de ST RAPHAËL**

Maître d'œuvre : Groupement
CETIBA / ARCADIS / PINGAT

Entreprises : **SPAC H.D.I.**
SMCE Forage

Montant des travaux (fonçage)
≅ 1,4 millions d'euros

Durée des travaux **≅ 5 mois**

Figure 14 - Fonçages terminés site de l'Armitelle

UTILISATION DU BRUIT AMBIANT COMME SOURCE SISMIQUE POUR DETECTER DES CAVITES – GARE DE L'EST.

DETECTION OF CAVITIES USING AMBIENT NOISE AS SEISMIC SOURCE – GARE DE L'EST

Vincent TALFUMIERE[1], Serge NEBIERIDZE[1]
1 Société Nationale des Chemins de Fer (SNCF), Paris, France

RÉSUMÉ – Suite à l'apparition de désordres en Gare de l'EST, à PARIS, dus à la dissolution du gypse, le Réseau Ferré de France (RFF) et la SNCF ont décidé d'identifier les vides et les terrains décomprimés et de les traiter afin de prévenir les futurs désordres potentiels. Il a été jugé pertinent d'utiliser la méthode sismique des ondes de surface mise en œuvre par l'Entreprise SISMOCEAN et ce dans le contexte spécifique du site.

ABSTRACT – Following the disorders appeared at Gare de l'EST, in PARIS, due to the dissolution of gypsum, RFF/SNCF decided to identify vacuum and heterogeneous grounds and to treat them in order to prevent the future potential disorders. The use of the seismic surface wave method, applied by SISMOCEAN, was judged relevant in this area.

1. Introduction

Suite à l'apparition de désordres en Gare de l'EST, dus à la dissolution du gypse, RFF/SNCF ont décidé de procéder à des investigations au niveau de la plateforme ferroviaire. Il s'agissait de reconnaître les terrains et plus particulièrement les niveaux décomprimés voire les vides puis de les traiter afin de prévenir les futurs désordres potentiels.

Entre 2002 et 2004, la SNCF a mis en œuvre (sur financement RFF) une station d'essais géophysiques (située à proximité de la gare TGV Haute-Picardie, sur la LGV Nord). Il s'agissait de tester différentes méthodes géophysiques (en surface et en forage) afin de détecter des cavités, tant sous l'angle de la reconnaissance que sous l'angle de la surveillance.

Un des résultats positifs a été l'utilisation de la méthode sismique des ondes de surface par l'Entreprise SISMOCEAN (détection des 2 cavités réalisées sur le site pour le projet). La source sismique était dans ce cas les vibrations engendrées par les circulations autoroutières situées à proximité du site de mesures. Un brevet a été déposé par l'Entreprise sur la méthodologie mise en œuvre appelée DCOS (Détection de Cavités par Ondes de Surface). Après différentes opérations menées dans le cadre de la recherche, SISMOCEAN a été missionnée pour réaliser les investigations en Gare de l'EST.

2. Contexte de la Gare de l'Est

2.1. Description du site

La Gare de l'EST est composée de 15 quais desservant 29 voies (de la voie 2 à la voie 30). Les quais sont présents sur les 400 premiers mètres environ.

Figure 1 : Vue aérienne de la Gare de l'EST

2.2. Historique

Depuis 1931 (agrandissement de la gare) plusieurs fontis ont été recensés (au niveau des quais, des voies) et ont nécessité des traitements des sols par injection. En septembre 2000 un fontis (2 m de haut, 1 m de large) est apparu affectant le quai 9 et les voies adjacentes (à 20 m des heurtoirs), entraînant la rupture de l'ovoïde.

Une première série d'investigations, par microgravimétrie, ont concerné l'ensemble des quais et des voies sur les quarante premiers mètres linéaires (octobre/novembre 2000 et janvier/février 2003). Des campagnes de sondages ont été réalisées (décembre 2002/mars 2003 et septembre/octobre2004) afin de contrôler les différentes anomalies détectées. Au total 60 sondages ont été effectués.

En 2004/2005 des chantiers d'injection ont été menés dans le cadre des travaux de réaménagement de la gare (Bâtiment voyageur et parking souterrain).

2.3. Contexte hydro-géologique

La Gare de l'EST est située dans le périmètre de risques dus aux phénomènes de dissolution de gypse antéludien. Ce dernier a été exploité à ciel ouvert puis les carrières ont été remblayées. Les formations rencontrées, avec des puissances variables, sont des remblais puis les sables de Monceau (de faible puissance au niveau de la gare), les marno-calcaires de Saint-Ouen, les sables de Beauchamp, les marnes et Caillasses et enfin le calcaire grossier.

La nappe se situe à environ 20 m sous la surface (dans les sables). Son alimentation est à la fois d'origine naturelle (eaux de pluie infiltrées dans les sols perméables) et d'origine artificielle (fuites des réseaux, tel que le canal de l'Ourcq). Les fluctuations piézométriques sont dues aux variations climatiques mais aussi aux prélèvements de la nappe ; si l'on ajoute à cela l'existence de nappes perchées (dans les sables de Beauchamp et dans les calcaires), on est en présence de conditions favorisant la dissolution de gypse.

3. Investigations réalisées en 2006/2007

3.1. Objectifs

Il a été décidé suite aux différents incidents survenus en Gare de l'Est, et en prévention d'incidents futurs de consolider les sols et ce sur les *700 premiers mètres des voies* (un incident sur ce secteur et notamment au niveau des aiguillages impacterait négativement l'exploitation ferroviaire). Ces investigations sont apparues d'autant plus nécessaires avec l'arrivée du TGV et l'augmentation du trafic.

Deux types d'anomalies ont été mis en évidence suite aux différentes campagnes de reconnaissances réalisées avant 2006 :

- Type1 : des *anomalies situées à 11-14 m de profondeur* (dans les formations des marno-calcaires de St Ouen)
- Type 2 : des *anomalies situées à 29-41 m de profondeur* (dans les marnes et caillasses)

Il s'agit tout d'abord de traiter le premier type d'anomalies, celles-ci étant susceptibles d'entraîner plus facilement des remontées de fontis en surface.
Elles correspondent à des vides francs, à des niveaux très fortement décomprimés en relation avec *des phénomènes de dissolution du gypse*.

Des opérations géophysiques préliminaires ont été programmées afin de limiter les zones d'anomalies, de définir leurs extensions (en plan et en profondeur) et d'adapter les prescriptions de traitement en fonction des caractéristiques propres des anomalies. Un traitement en grand ne permet pas de préjuger de la répartition en plan des anomalies dans le sous-sol ; de plus de nombreuses incertitudes sont liées à ce type de traitement sans reconnaissance préalable (maillage des forages, contrôle des travaux,…) sur une superficie importante.

Il s'agissait alors de mettre en œuvre une méthode permettant à la fois de s'adapter au contexte de la gare (nombreuses voies, circulation importante tant des trains que des voyageurs, présence d'autres travaux), à la profondeur des anomalies recherchées (jusqu'à environ 15-20 m), à la présence de ballast (les quais ne sont présents que sur les 400 premiers mètres). La méthode devait également permettre un rendement assez important (du moins n'affectant pas trop la programmation des autres chantiers).

3.2. La méthode DCOS.

La station d'essais géophysiques réalisée en gare TGV Haute-Picardie a permis de tester différentes méthodes géophysiques (microgravimétrie, sismique réflexion THR, radar de surface,…) afin de détecter des cavités situées à 1.5 et 3.5 m de profondeur dans le contexte limon sur craie de la LGV Nord (Grandsert, 2005).

La méthode des ondes de surface de type Rayleigh (mise en œuvre par SISMOCEAN) utilisant le bruit ambiant comme source sismique a permis de détecter les deux cavités en donnant de plus des indications approximatives sur la position du toit et du plancher des cavités. La méthode DCOS (Détection de Cavité par Onde de Surface) a également été testée dans d'autres contextes géologiques comme par exemple le calcaire (LGV Méditerranée).

3.2.1. Principe de la méthode

L'acquisition se fait à l'aide de géophones reliés les uns aux autres par des câbles. Les géophones sont placés sur des supports triangulaires qu'il suffit de poser sur le sol ou sur ballast. Les dispositifs étaient constitués de 96 géophones (72 au début de la campagne). La source sismique est le bruit ambiant présent au niveau du site.

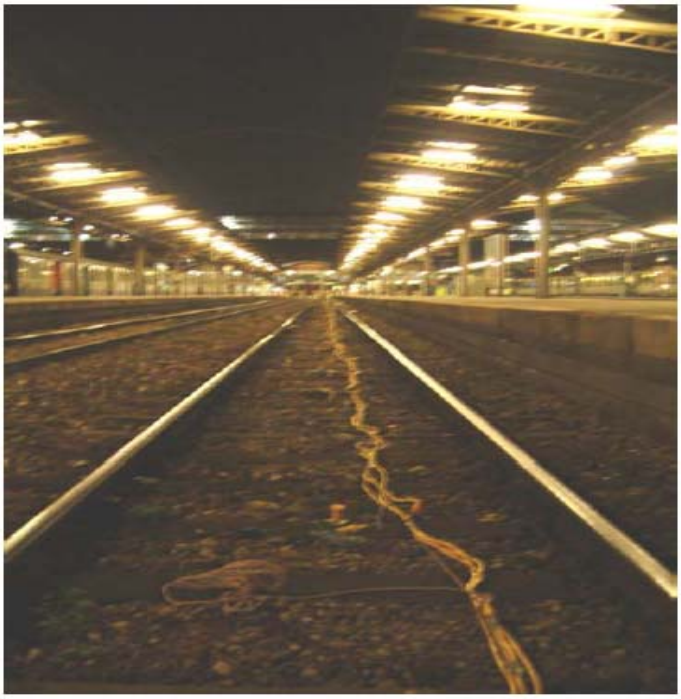


Figure 2 : Flûte posée sur la voie

Figure 3 : Un géophone posé sur ballast

Les géophones sont reliés à un enregistreur

On trouvera ci-dessous une illustration de la méthodologie pour détecter des hétérogénéités (une cavité dans l'exemple), en prenant comme exemple un dispositif de 24 géophones :

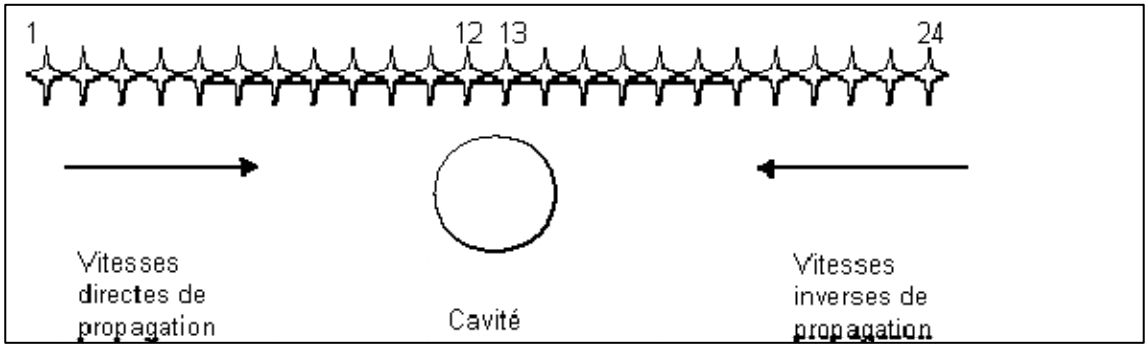


Figure 4 : Principe de détection d'une cavité

Il s'agit alors de comparer les différentes énergies des ondes de Rayleigh le long du dispositif. En comparant les répartitions par moitié de chaque dispositif, il est alors possible de détecter la présence de cavités ou d'hétérogénéités. L'absence d'anomalie ne doit pas perturber la propagation de l'énergie tant dans un sens que dans l'autre. (Pour plus de précisions sur la méthodologie se référer à la présentation de SISMOCEAN à l'AGAP qualité (Durand et al., 2006), http://www.sismocean.com).

L'utilisation du bruit anthropique comme source sismique permet de s'affranchir de certains problèmes rencontrés en sismique plus classique (couplage,…). La méthode permet de réaliser des analyses par fenêtres glissantes de capteurs. Des fenêtres de 24 et de 48 capteurs sont utilisées. La taille de la fenêtre conditionne la profondeur d'investigation et influence la précision de la résolution longitudinale du positionnement des anomalies.

Plus la taille de la fenêtre de calcul est importante plus la profondeur d'investigation est grande mais la résolution longitudinale est moins précise. De même, plus la distance entre les géophones augmente plus la résolution diminue.

D'après les premiers tests réalisés la méthode DCOS permettrait d'atteindre les profondeurs de 15-20 m, de réaliser des mesures avec un rendement de 100 m/h et de positionner les profils sur le ballast.

3.2.2. Pertinence de la méthode dans le contexte de la Gare de l'EST

Avant de la mettre en œuvre en vraie grandeur sur le site de la gare, il restait à vérifier que le bruit anthropique présent était suffisant (mesures réalisées de nuit afin d'être peu perturbé par les circulations ferroviaires) et d'étalonner les anomalies géophysiques importantes.

Deux phases préliminaires ont été réalisées :

- *Une phase de préfaisabilité* : elle a permis en analysant les différents bruits mesurables sur le site de la gare de l'Est de statuer positivement sur la pré-faisabilité de la mise en œuvre de la méthode DCOS afin de répondre aux objectifs fixés.
- *Une phase de faisabilité* : son objectif était de mettre en œuvre la méthode en vraie grandeur, de contrôler par sondages les anomalies détectées et ainsi vérifier la pertinence de la méthode.

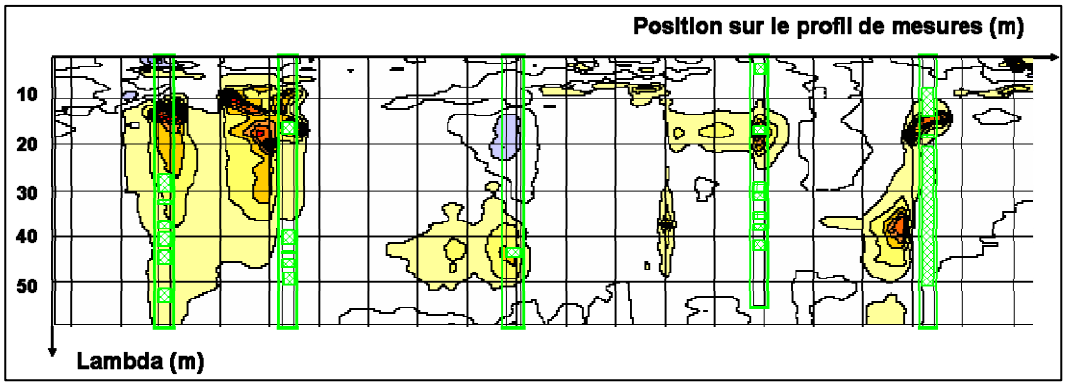


Figure 5 : Comparaison des mesures DCOS en voie et des sondages de contrôle

La figure 5 montre les résultats d'un profil sur 200 m environ en voie. Les variations d'énergie sont représentées par des couleurs. En ordonnée on retrouve la longueur d'onde qui permet d'avoir une idée de la profondeur à laquelle se situe l'anomalie. Les rectangles verts hachurés représentent la position des terrains décomprimés rencontrés lors de la réalisation des sondages de contrôle (sondages de type destructif avec enregistrement de paramètres). La corrélation entre la géophysique et les sondages est bonne à quelques exceptions près.

3.3. Les résultats des investigations 2006/2007.

3.3.1. La géophysique

Les mesures ont été réalisées de nuit au cours du second semestre 2006 sur 15 semaines environ en atteignant des rendements de 100 m/h et ce malgré le contexte délicat que représente la gare de l'Est. Les investigations ont été menées depuis les heurtoirs jusqu'à l'hectomètre 700. Le linéaire total mesuré est d'un peu plus de 8200 m. Le rendement de la méthode a été amélioré au cours de la campagne en passant le nombre de géophones de la flûte de 72 à 96.

Une vingtaine de zone d'anomalies considérées comme significatives ont été définies. Une anomalie significative est considérée comme étant présente sur une hau-

teur d'au moins 1 m, d'extension longitudinale métrique et présentant une valeur importante (ligne de niveau resserrée et de couleurs chaudes sur les sections).

L'ensemble de la campagne depuis sa définition jusqu'aux résultats a été validé par l'expert du LCPC missionné sur le projet (M. LAGABRIELLE).

3.3.2. Les sondages de contrôle

Les sondages de contrôle ont été réalisés en 2007. Il s'agissait de sondages destructifs en mode rotopercussion avec enregistrement de paramètres (vitesse d'avancement, couple de rotation, débit, percussion réfléchie, pressions de poussée, d'injection et de retenue). 45 sondages ont été exécutés. Les contraintes ferroviaires (nombre de voies important, interception des voies retardées en raison de circulation,…) n'ont permis qu'un rendement de 1 à 2 sondages par nuit.

La corrélation entre les anomalies géophysiques et les sondages de contrôle est assez bonne sur la première partie du secteur reconnu (jusqu'au hm 430). Dans la seconde partie la corrélation n'a pas pu être mise en évidence. Bien que la géophysique indique la présence d'anomalies importantes l'ensemble des sondages montre des terrains très résistants mécaniquement (à quelques exceptions près). Les anomalies détectées pourraient être dues à l'influence latérale d'anomalies situées de part et d'autre de la tranchée (caves d'immeubles jouxtant les voies à cet endroit,…).

Des terrains très décomprimés ont été mis en évidence par les investigations (encadré en rouge sur la figure ci-dessous).

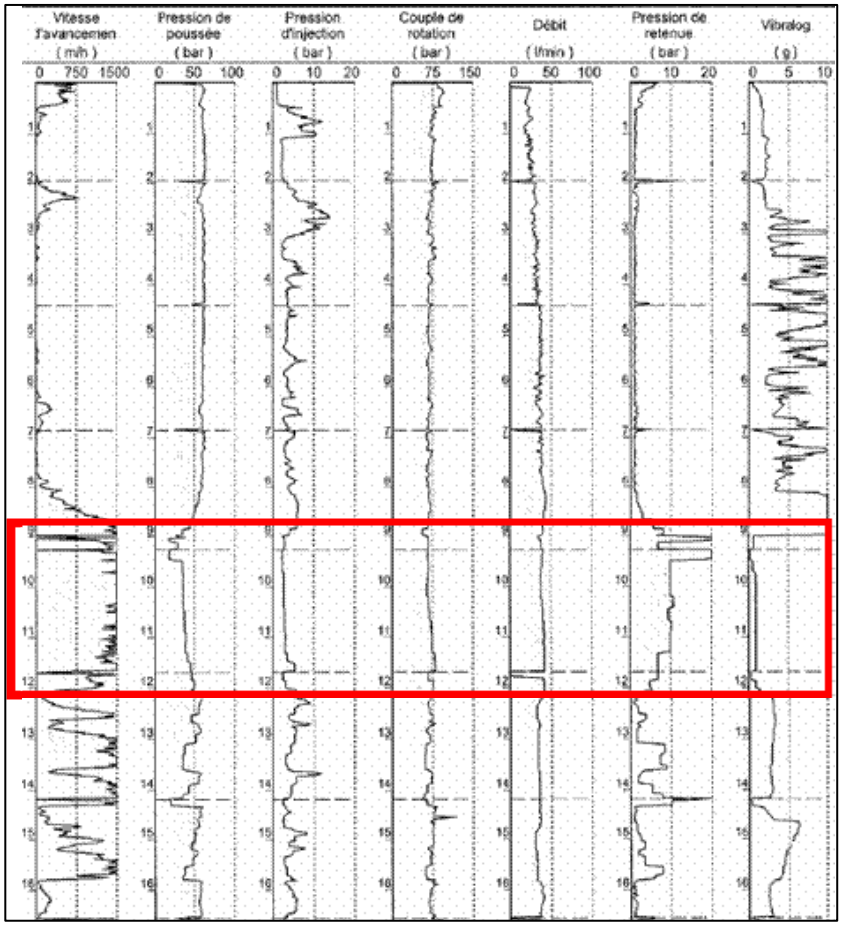


Figure 6 : Log de sondage présentant les caractéristiques du vide

Sur le sondage précédent toutes les caractéristiques d'un vide sont présentes. Une inspection par caméra vidéo a été faite montrant des horizons d'argile molle (boue) sans résistance mécanique apparente.

4. Suite à donner.

Les actions à réaliser sur les différentes zones reconnues sont fonction des résultats des investigations menées et sont de 3 natures.

Certaines zones devront être injectées (détection de terrains décomprimés à très décomprimés), certaines devront faire l'objet de sondages complémentaires en phase travaux (les premiers sondages ne présentant pas d'anomalies importantes et ne caractérisant pas entièrement l'anomalie géophysique), enfin certaines ne feront l'objet d'aucune suite (anomalie géophysique entièrement circonscrite et ne présentant pas d'anomalie particulière en sondage).

5. Conclusions

La Gare de l'EST a été construite sur des formations présentant des risques dus aux phénomènes de dissolution de gypse. Dans le cadre de la maintenance et suite à différents désordres (fontis) survenus sur le site, des investigations et des traitements ont été menés. En 2006/2007, de nouvelles investigations ont été réalisées avec pour objectif de détecter des anomalies jusqu'à 15-20 m de profondeur et ce sur les 700 premiers mètres des voies afin d'éviter, en cas de désordre, des répercussions sur l'exploitation ferroviaire notamment avec l'arrivée du TGV.

Une méthode géophysique de surface non destructive a été préalablement mise en œuvre afin de reconnaître la position des anomalies dans le sol. La méthode DCOS utilisant les ondes de surface mise au point par SIMOCEAN a été jugée comme la plus pertinente vis-à-vis des objectifs fixés et des contraintes de la gare de l'EST (exploitation, profils à mettre en œuvre sur du ballast, interception des voies restreintes,…).

Des sondages ont ensuite permis de contrôler les anomalies et de mettre en évidence des terrains présentant des décompressions importantes. Toutefois alors que dans la première partie de la zone la corrélation géophysique/sondage est bonne, dans la seconde partie on trouve sur des anomalies géophysiques des terrains sans hétérogénéités particulières. Il se pourrait que la géophysique ait été influencée latéralement par la présence des cavités que sont les caves présentes sous les immeubles jouxtant les voies à cet endroit.

Certaines zones de la Gare feront, en regard des investigations menées, l'objet de traitement des sols par injection.

6. Références bibliographiques

Durand G., Mouton E., Grandsert P., Nebieridze S. (2006) Détection d'anomalies dans le sous-sol à partir d'ondes de surface. Méthode DCOS. AGAP Qualité – GEOFCAN – Géophysique appliquée à la reconnaissance des cavités et structures anthropiques.

Grandsert P. (2005) LGV Nord : station d'essais des méthodes géophysiques de détection de cavités sous voies. Revue Générale des Chemins de Fer.

DES ARGILES A SILEX TRAITEES AUX LIANTS HYDRAULIQUES EN COUCHE DE FORME SUR LA RN.10 ENTRE LISLE ET PEZOU (41)

USE OF "ARGILE À SILEX" TREATED WITH CEMENT IN SUBGRADE ON THE BY PASS OF THE NATIONAL ROAD RN.10 BETWEEN LISLE AND PEZOU

Yasmina BOUSSAFIR[1]
1 Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées (LRPC) de Blois, FRANCE

RÉSUMÉ – Les argiles à silex constituent une réserve potentielle importante de matériau. Le chantier de la déviation de la RN.10 entre Lisle et Pezou a montré que l'on pouvait valoriser ces matériaux en couche de forme traitée aux liants hydrauliques, en identifiant un gisement homogène, puis en appliquant un processus d'élaboration basé sur du traitement à la chaux, du criblage et du concassage.

ABSTRACT – The « Argiles à silex » constitute an important source of material. They have been tested for the realization of subgrade on the by pass of the national road RN10 between Lisle and Pezou. This paper describe the differents stages during the work area : results of studies in laboratory, lime treatement, screening, crushing and cement treatement. The results have been successful.

1. Introduction

La déviation de la RN.10 entre Lisle et Pezou remonte sur les coteaux vendômois au Nord de l'actuel tracé en traversant les formations géologiques du Tertiaire et de la fin du Secondaire. Les déblais recoupent ainsi dans leur majorité des argiles à silex (figure 1) et des biefs à silex[1]. Le mouvement des terres du tracé (environ 6 km) était excédentaire en matériaux.

Le premier scénario de terrassement pour la réalisation de la couche de forme était basé sur une fourniture de matériaux en provenance d'un emprunt. Cet emprunt était constitué de graves anciennes du Loir, bien connues dans le département comme étant un matériau de très bonne qualité.

Malheureusement, le gisement étudié par le maître d'œuvre, la DDE de Loir et Cher se situait au droit d'un site archéologique apparemment important : le coût des études archéologiques est apparu comme prohibitif par rapport au coût du matériau en provenance de ce site. Le maître d'œuvre s'est alors tourné vers une solution d'étude de valorisation des matériaux en provenance des déblais. C'est le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Blois qui a été chargé de cette étude de niveau projet.

L'étude du tracé datait de 1997. L'étude de projet de recherche d'un gisement issu des déblais pour élaborer la couche de forme a été menée en 2003. Les travaux de terrassement ont commencé deux ans plus tard avec le même maître d'œuvre et le LRPC de Blois comme contrôle extérieur des travaux de terrassement. Ceci a permis d'avoir une vision globale du projet. La participation du Laboratoire Central des Ponts et Chaussée à une recherche spécifique sur cette expérimentation a permis de vérifier les caractéristiques des argiles à silex en place.

[1] Bief à silex : formation remaniée d'argile à silex

2. La caractérisation du gisement

La déviation comportait trois déblais suffisamment importants en cubature pour constituer des gisements pour la couche de forme. Des sondages à la pelle ont été organisés en décembre 2002 afin de reconnaître ces trois zones.

Les deux premières zones ont été éliminées pour plusieurs raisons :

- Hétérogénéité des matériaux en place : alternance de sable argileux, d'argiles sableuses et d'argiles très plastiques, caractéristiques des biefs à silex d'âge Tertiaire ; ces hétérogénéités empêchaient de constituer un stock de caractéristiques identiques ;
- Présence d'agglomérats silicifiés de silex dénommés « Poudingues », caractéristiques des altérations climatiques du Tertiaire. Ces conglomérats de taille pluri-métrique constituent une véritable gêne à l'extraction et auraient ralenti l'exploitation et la stratégie d'élaboration prévue pour la couche de forme.

Le troisième déblai était le plus intéressant du projet car il présentait des volumes suffisants, une position judicieuse par rapport à une possible aire de stockage temporaire, et relativement, une meilleure homogénéité des matériaux en place. Ces matériaux correspondaient au faciès d'argile à silex sensu stricto (issue de la « Formation Résiduelle à Silex ») très différents des biefs à silex.

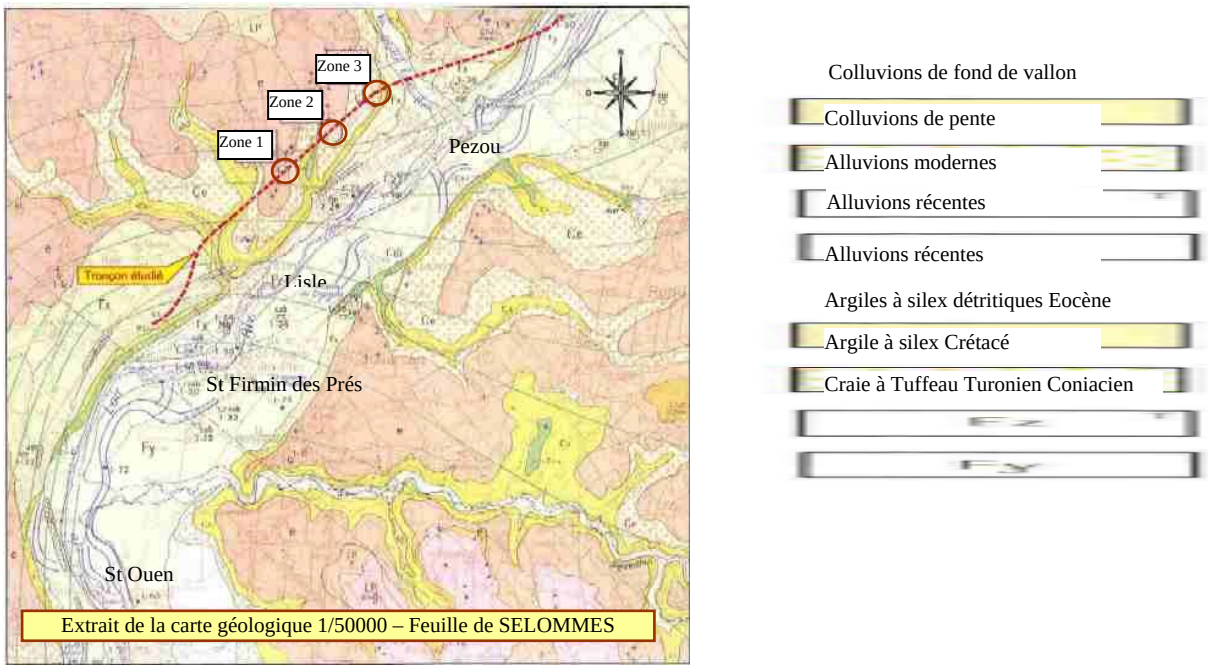


Figure 1 : Situation géologique du projet

Les caractéristiques des matériaux rencontrés en sondages sont les suivants :

- Dmax = 80 à 250 mm (localement 400 mm)
- < 80 µm = 42,9 à 75,2%
- < 20 mm = 66 à 85%
- < 50 mm = 79 à 87%
- IP = 24 à 38

Les sols ont été majoritairement classés en C_1A_3 au sens de la norme NFP11-300 [1].

Deux études de traitement ont été réalisées sur deux échantillons représentatifs du gisement. Sur le premier mélange (IP = 26) les références Proctor sont :

- ρd_{OPN} = 1,52 t/m^3
- W_{OPN} = 24,6%

Sur le deuxième mélange (IP = 37) les références Proctor sont :

- ρd_{OPN} = 1,42 t/m^3
- W_{OPN} = 29,5%

En référence au Guide sur le Traitement des Sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques [2], le critère d'homogénéité basé sur la densité OPN permettait de considérer le gisement comme moyennement homogène.

3. Les résultats de l'étude de traitement

L'étude réalisée au titre du projet, a été basée sur un pré-traitement à la chaux vive (2 et 3%) et un traitement au ciment normalisé CEM II A/LL 32,5R, à raison de 4 et 6% de ciment.

Les deux mélanges ont été testés séparément. Pour cela les matériaux ont été homogénéisés, tamisés à 20 mm et préparés à la teneur en eau OPN. Après malaxage dans un cutter HOBBART, des petites éprouvettes ont été confectionnées pour évaluer les résistances en compression simple et en compression diamétrale.

3.1. Évolution des résistances en compression simple (Rc)

Elles ont été déterminées sur des éprouvettes compactées statiquement, de diamètre 10 cm et hauteur 20 cm, moulées à 98,5% de la densité OPN et à la teneur en eau OPN. Elles ont été écrasées après conservation dans des étuis étanches à 20°C en atmosphère saturée ou en immersion dans l'eau.

Tableau I. Synthèse des R_C moyens obtenus (en MPa)

		Mélange A			Mélange B
Rc (MPa)	% CaO	2	2	3	2
	% liant	4	6	6	6
Age en jours de cure	7 jours	0,87	1,11	1,11	0,75
	28 jours	1,31	1,52		
	60 jours	1,59	1,83	1,96	1,31
	90 jours	1,63	1,95		
	Ri	0,91	0,95	0,89	0,58

Ces résultats montrent qu'une prise hydraulique se développe malgré le faible niveau des performances atteintes à 90 jours. L'évolution est continue et ne semble pas finie après 90 jours de cure.

3.2. Évolution des résistances en compression diamétrale (Rtb)

Ces essais ont été effectués sur des éprouvettes de diamètre 10 cm et de hauteur 10 cm, moulées par compactage statique à l'aide d'une presse à double effet à 96% de la densité OPN et à la teneur en eau OPN.

Tableau II. Synthèse des R_{it} moyens obtenus et des modules E_{it} (en MPa)

		Mélange A		Mélange B
	% CaO	2	2	2
	% liant	4	6	6
Écrasement à 90 jours	R_{it}	0,27	0,33	0,24
	R_t [2]	0,22	0,26	0,19
	E_{it}	3520	3450	3650

Ces résultats replacés dans un diagramme Rt/E classiquement utilisé pour le dimensionnement des couches de formes traitées aux liants hydrauliques, permet de situer les performances en zone 4 et 5 (voir figure 2).

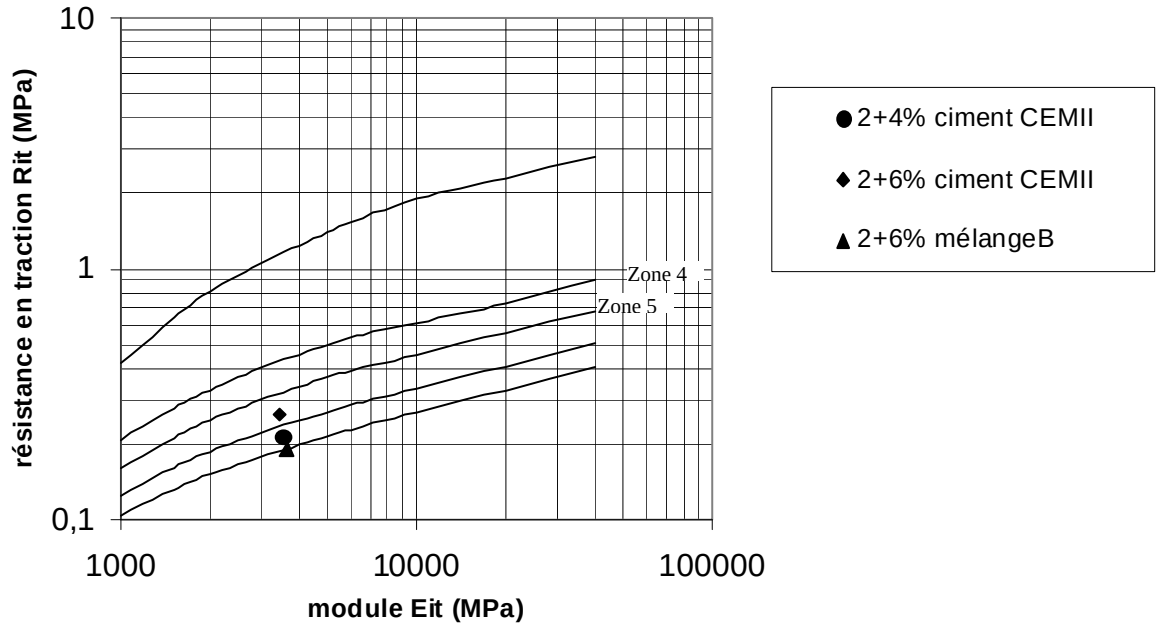


Figure 2 : résultats à 90 jours des mélanges

Ceci a permis de définir une solution pour le projet basé sur un traitement en place avec un pré-traitement à 2% de chaux vive et un traitement à 6% de ciment ; le dimensionnement global de la chaussée reposant sur une arase AR1 (35 MPa) et une plate-forme PF2, avec 35 cm de matériau fournis par le maître d'œuvre et traités en place à 2% CaO et 6% de ciment (classe mécanique 5).

Les caractéristiques mécaniques obtenues sur les mélanges (en laboratoire) permettaient de supposer le matériau traité comme non gélif à 90 jours (Rtb > 0,25 MPa, selon le Guide de Traitement des Sols [2]).

[2] $Rt = 0,8 \times Rtb$

4. La conduite du chantier

4.1. Élaboration du matériau

Le réemploi des argiles à silex de la zone retenue pour le projet a été entièrement défini dans le Cahier des Clauses Techniques Particulières (C.C.T.P.) du Dossier de Consultation des Entreprises (D.C.E.).

L'entreprise RAZEL retenue pour les travaux a réalisé l'ensemble des dispositions prévues avec l'application d'un Plan d'Assurance de la Qualité (P.A.Q.) mis en œuvre par son laboratoire de chantier.

La zone définie entre les profils chantiers 225 et 236 a fait l'objet d'un pré-traitement rustique à la chaux vive au déblai (figure 3) en septembre et octobre 2005. Le dosage réellement mis en œuvre de 1,5% au lieu de 2% résulte d'une adaptation pour tenir compte des nombreux silex de taille supérieure à 50 mm.

Figure 3 : Traitement à la charrue à socs tractée par un bouteur.

Cette méthode permet de traiter les matériaux quel que soit le diamètre des silex en place. L'extraction a été assurée par un échelon de décapeuses jusqu'à la zone de stockage temporaire située exactement au pied du déblai (figure 4).

Le stock a été compacté à l'aide d'un compacteur pieds dameurs de type SP2 afin de fermer le matériau et d'assurer le maintien des états hydriques jusqu'à sa reprise prévue 6 mois plus tard (figure 5).

Figure 4 : aire de stockage des argiles à silex traitées à la chaux vive
Figure 5 : vue du stock définitif

Après réception de l'arase de terrassement, une planche de convenance a été réalisée en mai 2006 afin de valider le processus d'élaboration du matériau pour couche de forme. Le processus d'élaboration (figures 6 et 7) était basé sur :

- une reprise du stock à la pelle,
- un pré-criblage pour éliminer les gros blocs de taille supérieure à 100 mm,
- un concassage des éléments siliceux de taille comprise entre 70 et 100 mm dans un concasseur giratoire NORDBERG LT 300 GP (figure 8)
- l'incorporation du matériau concassé au produit de criblage inférieur à 70 mm.

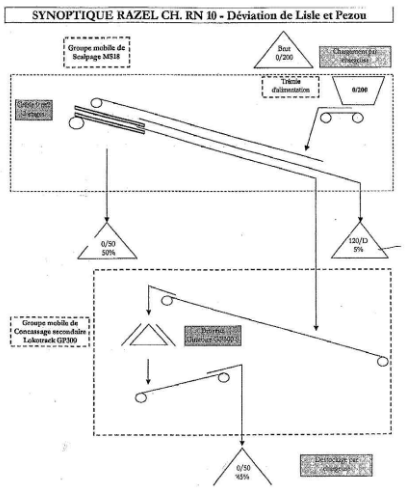


Figure 6 : Synoptique d'élaboration des matériaux (doc. RAZEL)

Figure 7 : L'installation (juin 2006) avec le crible (rouge) et le concasseur (blanc) et à droite de la photo le stock recomposé (produit de criblage concassé)

Le matériau obtenu correspond à un 0/63 mm, classé C_1B_5 à C_1B_6 (figure 9) :

- passant à 80 µm compris entre 23,2 et 33,7%
- VBS comprise entre 1,32 et 1,75 g bleu/100g de sol.

Le retour d'expérience au niveau de l'élaboration a permis de constater :

- l'absence de gros blocs de silex visiblement réduit par l'action du compacteur SP2, au cours de la montée du stock,
- l'élimination par le crible supérieur (en très grande majorité) de mottes d'argile qui subsistaient après le traitement à la charrue,
- la sous-production du concasseur (~20% du produit traité) et l'importance du criblage.

Figure 8 : Le concasseur giratoire
Figure 9 : Aspect de « l'argile à silex » criblé, concassé et recomposé

4.2. Mise en oeuvre

Une fois élaboré, le matériau a été mis en œuvre sur la section courante (figure 10) pour le traitement au liant hydraulique (figure 11). L'entreprise ayant réalisé sa propre étude de formulation, c'est un traitement à 5% de Ligex 111M10 qui a été retenu au lieu du dosage à 6% prévu au marché, pour tenir compte de l'importance des silex dans la fraction 0/50 mm.

Figure 10 : Régalage du matériau en couche de forme
Figure 11 : Malaxage en place au pulvimixeur (WIRTGEN)

La ré-hydratation des matériaux dont les teneurs en eau étaient très basses après élaboration (14,6 à 21,7% pour un optimum à 23%) a été très difficile, et ceci dans un contexte météorologique très évaporant. L'incorporation d'eau par des arroseuses queue de carpe était gérée la veille du traitement, et l'homogénéisation effectuée par une passe de pulvimixer.

Après épandage du liant et malaxage par deux passes de pulvimixeur, le compactage a été assuré par des compacteurs à cylindre vibrant classés V5, le réglage fin par des niveleuses, et la fermeture de surface par un passage de cylindre lisse. Un enduit de cure réalisé à l'avancement a permis de maintenir les états hydriques.

4.3. Réception et épreuves d'information

La couche de forme a été réceptionnée en déflexion par l'entreprise (mesures à la poutre) et par le LRPC de Blois (au déflectographe Lacroix). La valeur maximum fixée au CCTP était de 80/100è mm. Sur un découpage en zones homogènes, la très grande majorité des sections a obtenu des valeurs moyennes de déflexion comprises entre 10 et 25/100è de mm ce qui a permis de prononcer la réception de la couche de forme en PF2. Les anomalies locales ont fait l'objet d'investigations complémentaires.

Les carottages (figure 12) prévus dans le cadre de l'opération de recherche LCPC, ont permis de pousser un peu plus loin les investigations sur la couche de forme : contrôle des épaisseurs, vérification des modules et des résistances en compression diamétrale, qualité visuelle du matériau traité, mesure de densité au banc gamma.

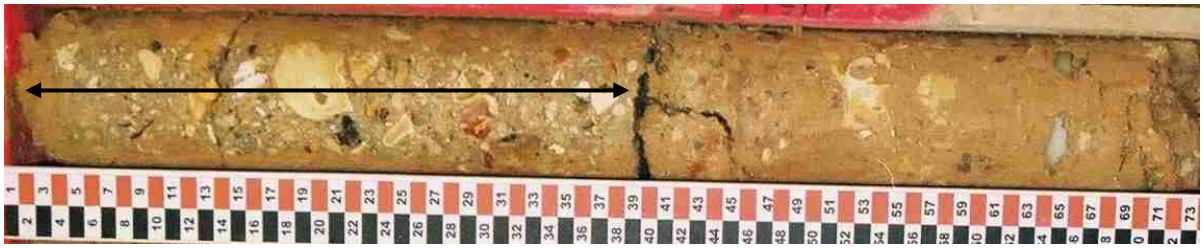


Figure 12 : Carottage de la couche de forme

Les résultats obtenus ont été instructifs pour connaître les épaisseurs réellement mises en œuvre. Les performances mécaniques ont été plus difficiles à évaluer car le mode de récupération des matériaux a été très perturbé par la présence des silex.

5. Conclusion

L'expérimentation a permis de montrer la faisabilité du réemploi des argiles à silex même très plastiques, et de leur valorisation en couche de forme avec des processus simples. Cette expérience doit cependant être encadrée pour pouvoir être répétée avec succès sur d'autres chantiers :

- la réussite repose sur l'identification d'un gisement homogène,
- l'entreprise doit maîtriser le processus depuis le pré-traitement, le stockage, le concassage, la mise en œuvre définitive et le traitement au ciment, avec un suivi qualité approprié,
- Enfin, le traitement sera réussi moyennant l'incorporation du juste dosage en chaux et en ciment, conforme à l'étude.

Cette expérience ouvre de nouvelles perspectives dans un contexte globalement en pénurie de matériaux nobles, dans une période où la valorisation des excédents de chantier est fortement incitée, et ceci grâce à l'essor des techniques de traitement et à la disponibilité de matériels mobiles performants.

[1] AFNOR (1992) NFP 11-300 Exécution des terrassements – Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières

[2] LCPC-SETRA (2000) Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques – guide technique 240p.

ÉTUDE DES ÉCOULEMENTS HYDRAULIQUES VERS LES TUNNELS EN RÉGIME TRANSITOIRE

Abdeldjalil ZADJAOUI, Abdelmalek. BEKKOUCHE
Université Aboubakr Belkaïd, BP 230, Tlemcen (13000) Algérie.
a.zadjaoui@gmail.com

RÉSUMÉ – Le présent article traite les écoulements hydrauliques autour des tunnels creusés en terrain aquifères. Après une bibliographie sur l'estimation de la réponse hydraulique du massif encaissant au creusement de l'ouvrage, la méthode des éléments finis est utilisée pour analyser les écoulements autour d'un tunnel en conditions bidimensionnelles, en régime transitoire. Les résultats ainsi obtenu dans le cas d'un tunnel perméable, sont comparés à ceux donnés par les méthodes approchées.

1. Introduction

Le creusement d'une galerie en terrain aquifère affecte l'équilibre hydraulique initial. Les écoulements qui en résultent peuvent provoquer des problèmes de stabilité générale et/ou des tassements et modifier le niveau de la nappe phréatique. L'ingénieur doit être en mesure d'estimer les conséquences de ces écoulements, tant en cours de construction qu'en conditions de service. A moyen terme les écoulements sont caractérisés principalement par leur évolution transitoire. Les observations de chantiers présentés par (Atwa et al., 2000 ; Zadjaoui, 2000) ont montré que l'écoulement autour d'un tunnel est en général caractérisé par une évolution du régime hydraulique dans le temps. A court et moyen terme, l'écoulement autour de l'ouvrage doit être analysé en régime transitoire. Les développements réalisés dans le domaine de la modélisation numérique permettent d'étudier ce phénomène. Le présent travail analyse, à l'aide de programme du calcul TFAP (Transient Flow Analysis Program), l'écoulement vers un tunnel en section transversale (cas bidimensionnel). Les résultats obtenus ont été comparés à ceux donnés par les méthodes existantes. Enfin on étudie l'influence de la profondeur du tunnel par rapport au terrain naturel.

2. Conséquences des écoulements hydrauliques vers un tunnel

Sur le plan hydraulique, de faibles venues d'eau peuvent suffire à perturber les différentes étapes de réalisation de l'ouvrage. Pour des fortes venues d'eau, il peut y avoir inondation du site, ce qui constitue un danger pour le matériel de construction et la sécurité du personnel. Par conséquent une estimation fiable de ce débit est nécessaire au bon déroulement des travaux. Cependant le creusement du tunnel provoque une redistribution de la charge hydraulique sur la paroi excavée entraînant ainsi un écoulement des eaux souterraines vers l'ouvrage (Figure 1).

Par ailleurs, sur le plan mécanique, la diminution de la pression interstitielle entraîne une modification des contraintes effectives dans le massif encaissant. Par conséquent, les tassements de consolidation engendrés dans la zone d'influence du tunnel peuvent menacés la sécurité des ouvrages avoisinant (Figure 2.a), (Atwa et al., 1994 ; Leca et al., 1997 ; Atwa et al., 2000). D'autre part l'apparition de gradients hydrauliques au voisinage du tunnel et derrière le front de taille est la cause princi-

pale des risques d'instabilités dus aux forces hydrauliques qui en résultent ($i.\gamma_w$), (Figure 2.b).

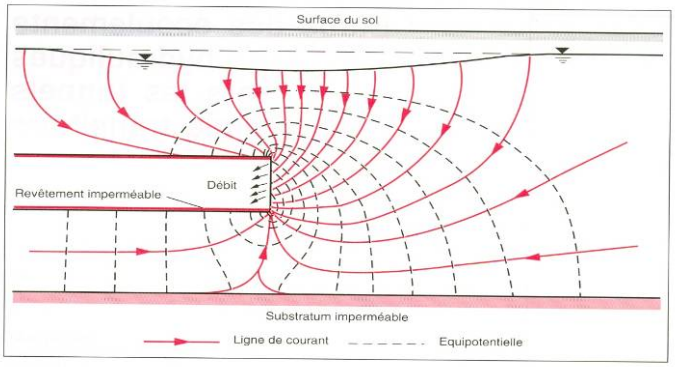
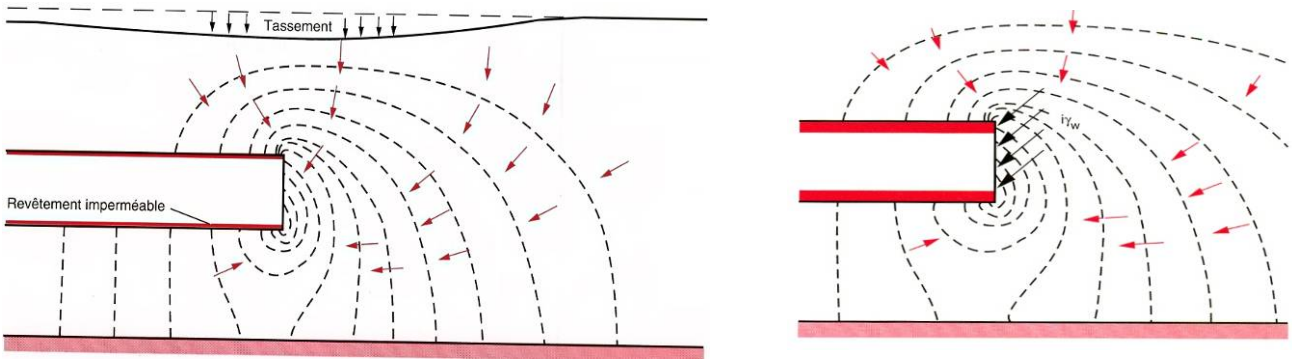


Figure 1. Conséquences hydrauliques des écoulements vers un tunnel à revêtement imperméable. (Atwa et al., 2000).



(a) Tassements (b) stabilité du front de taille

-------- Ligne iso-Δu par rapport à l'état initial

i : gradient hydraulique ; γ_w : poids volumique de l'eau ; $i\gamma_w$: force hydrodynamique par unité de volume

Figure 2. Conséquences mécaniques des écoulements vers un tunnel à revêtement imperméable (Atwa et al., 2000).

3. Aperçu sur les méthodes de calcul des écoulements vers les tunnels

Différentes approches sont utilisées pour proposer des méthodes de calcul pour l'estimation des conséquences des écoulements vers une galerie souterraine. La plupart de ces méthodes sont basées sur des travaux analytiques, expérimentaux et numériques. Ces méthodes sont surtout destinées à estimer les caractéristiques hydrauliques en régime permanent. Pour caractériser l'évolution des écoulements dans le temps, quelques travaux ont également été consacrés à l'étude des phénomènes transitoires. Compte tenu des similitudes entre ce problème et celui de l'écoulement vers un drain horizontal, il est intéressant de signaler les travaux de (Polubarinova-Kochina, 1962), consacré à l'écoulement vers des drains est basés sur la méthode des transformations conformes. Cette méthode a conduit à une estimation de l'évolution dans le temps du débit recueilli dans le cas d'une nappe à surface libre.
On s'appuyant sur une analyse de l'équilibre hydraulique du massif encaissant, Sato, 1983 a proposé l'expression suivante du débit Q(t) recueilli par unité de longueur de tunnel :

$$Q(t) = Q_0.e^{-k.t/2.L} + 2.L.f \qquad (1)$$

Où Q_0: représente le débit initial dans la galerie (en l'absence d'infiltration), et f le taux d'infiltration en surface. Cette expression correspond au cas d'une nappe à surface libre mais tiens compte d'un éventuel taux de réalimentation en surface. Des essais, basés sur le principe de l'analogie visqueuse, sur modèles réduits de Hele-Shaw (Sato et Lizawa, 1983) conduisent à des résultats cohérents avec la fonction exponentielle décroissante donnée par l'analyse d'équilibre hydraulique.

La forme exponentielle décroissante de l'évolution dans le temps du débit vers le tunnel est confirmée par les travaux numériques de (Chishaki et al., 1978). L'expression obtenue pour le débit Q(t) traversant la galerie à l'instant t peut se mettre sous la forme :

$$Q(t) = \left(Q_0 - Q_p\right)e^{-a.k.t} + Q_p \qquad (2)$$

Dans cette expression Q_0 représente le débit initial, Q_p le débit d'équilibre et a un paramètre homogène à l'inverse d'une longueur.
Les auteurs donnent également une expression du rabattement de la nappe :

$$\Delta\eta(t) = -\Delta\eta_p.e^{-b.k.t} + \Delta\eta_p \qquad (3)$$

$\Delta\eta_p$: rabattement à l'équilibre; b : paramètre homogène à l'inverse d'une longueur.

La figure 3 présente un abaque donnant les évolutions dans le temps du débit et du rabattement de la nappe pour un tunnel semi-circulaire de 10 m de diamètre, en fonction de la hauteur initiale de la nappe et du rayon d'action du tunnel.

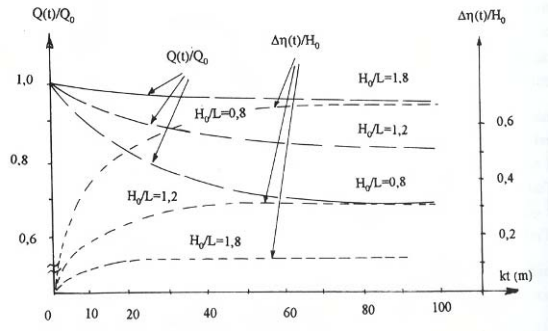


Figure 3. Méthode de Chishaki et al. (1978)

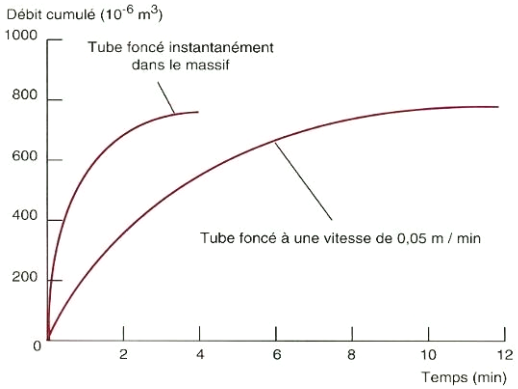


Figure 4. Influence de la vitesse d'avancement du tunnel sur les débits. Goodman et al. (1967)

Thunvik et Braester, 1977 ont effectué une étude sur l'influence de l'anisotropie de perméabilité du terrain et de la présence d'une zone injectée autour du tunnel sur l'évolution des écoulements vers la galerie. La forme du tunnel considéré est rectangulaire (rapport hauteur-largeur égal à 1,5).

Par ailleurs (Goodman et al., 1967) ont proposé une méthode analytique approchée pour déterminer pas à pas l'évolution du débit en fonction du temps et l'avancement du tunnel. Les mêmes auteurs se sont également intéressés à l'influence de la vitesse de progression d'un tunnel dans une zone perméable sur les

débits recueillis dans la galerie. La figure 4 permet de mettre en évidence l'influence de la vitesse d'avancement du tunnel sur l'évolution des débits.

4. Commentaires et discussions

Pour évaluer l'ampleur des écoulements hydrauliques vers les tunnels, l'ingénieur dispose d'un certain nombre de méthodes qui peuvent être directement mises en œuvre. Ces méthodes ont toutefois des limites pour un cas pratique, qui doivent être prises en compte dans l'interprétation des résultats. De plus, elles sont basées sur différentes approches analytiques expérimentales et numériques qui sont limitées par leurs hypothèses de bases et par le degré de représentativité du modèle.

Par ailleurs, ces méthodes ne considèrent pas l'écoulement qui se produit au dessus du niveau piézométrique. Elles ne donnent pas d'indications sur la distribution des pressions interstitielles autour de l'ouvrage ni sur l'ampleur des gradients à la sortie. L'application de la méthode des éléments finis permet une étude ou représentation plus fine du problème.

5. Caractère évolutif du régime hydraulique autour d'un tunnel

5.1. Temps de stabilisation

Dans le cas d'une nappe au repos, Rat, 1969 a proposé la formule suivante qui permet d'estimer le temps de stabilisation t_p (temps qui correspond au régime permanent) dans laquelle le rayon du tunnel ayant un effet négligeable :

$$t_p = \frac{2.H_0{}^2}{k}.\left(\beta_s + n.\beta_w\right) \qquad (4)$$

H_0 : charge hydraulique initiale du terrain ; k : perméabilité du terrain ;
β_w : compressibilité de l'eau ; β_s : compressibilité de squelette solide et n : porosité.

Pour un tunnel sous marin le temps d'équilibre est de l'ordre de quelques heures et peut être considéré comme nul, dans la mesure où les conditions aux limites ne changent pas. Par contre, pour une nappe à surface libre, vu son évolution dans le temps, le temps de stabilisation est beaucoup plus long (il tend vers l'infini théoriquement). Chishaki et al., 1978 ont pu définir un facteur temps approximatif ($k.t_{90}$), qui correspond à 90% du taux de diminution du débit.

6. Calcul des écoulements au moyen du programme TFAP

TFAP est un programme de calcul par élément finis. Il traite notamment des problèmes d'écoulement en milieu poreux (Zadjaoui, 2000). Le programme permet de modéliser les écoulements dans les milieux poreux indéformables saturés et non saturés, en régime permanent ou transitoire. La description théorique des écoulements en milieux poreux repose sur l'équation de la conservation de la masse des fluides et sur la loi de Darcy généralisée pour les sols non saturés (Richards, 1931 ; Childs et Collis-George, 1950). Le programme est fondé sur une description monophasique de l'écoulement dans un milieu non saturé conduisant ainsi à l'équation générale de Richards:

$$\frac{d\theta(u_w)}{du_w}.\frac{\partial H}{\partial t} = div\left(k_r(u_w).k_{sat}.grad(H)\right) = Q \qquad (5)$$

Avec : u_w : pression interstitielle ; H : charge hydraulique ;
Q : débit volumique éventuel ; k_{sat} : tenseur de perméabilité à la saturation ;
$\theta(u_w)$: teneur en eau volumique ; $k_r(u_w)$: perméabilité relative.

La variation de la perméabilité relative et la capacité capillaire en fonction de la pression interstitielle, elle même fonction de la charge hydraulique est introduite dans le programme en utilisant le modèle semi-empirique de Gardner, 1958 :

$$k_r(u_w) = \frac{A}{A + |u_w|^B}$$
$$\theta(u_w) = \frac{C}{C + |u_w|^D} \qquad (6)$$

Où A, B, C, D sont des paramètres qui dépendent de type de sol.

Le programme TFAP a été utilisé pour analyser les caractéristiques des écoulements hydrauliques vers un tunnel. Le tunnel considéré à 5 m de diamètre et est creusé à 10m de profondeur figure 5, dans un terrain de perméabilité isotrope. Le toit de la nappe se situe au niveau de la surface de sol et le substratum, supposé imperméable et horizontal, est situé à 20 m de profondeur. Une charge hydraulique constante a été imposée aux limites latérales du modèle, à 100 m de l'axe du tunnel, simulant ainsi une source de ré alimentation latérale continue. Le tableau I résume les caractéristiques hydrauliques du sol encaissant.

6.1. Calcul des écoulements vers un tunnel perméable

La simulation des écoulements vers un tunnel perméable, en régime transitoire a été effectuée, en conditions bidimensionnelles selon une coupe transversale perpendiculaire à l'axe du tunnel. La figure 6 montre l'évolution dans le temps de la distribution des charges hydrauliques (lignes équipotentielles) dans le terrain, au voisinage du tunnel. Il s'agit d'une évolution à court terme immédiatement après le creusement de l'ouvrage.

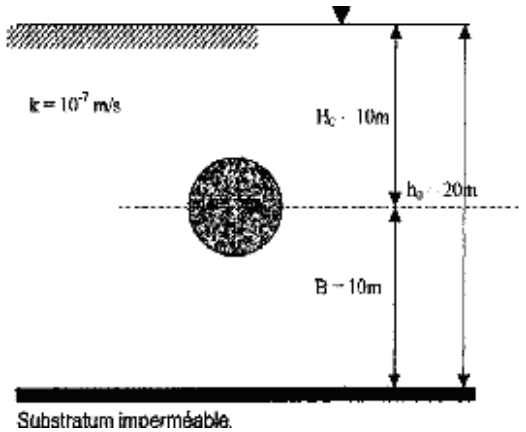


Figure 5. Configuration adoptée

Tableau I. Caractéristiques du massif encaissant		
Poids volumique de l'eau γ_w	kN/m^3	10
Porosité	--------	0,3
Compressibilité de l'eau β_w	kPa^{-1}	10^{-5}
Coefficient de perméabilité k_x	m/s	10^{-7}
Coefficient de perméabilité k_y	m/s	10^{-7}
Coefficient de perméabilité k_{xy}	m/s	0
Teneur en eau volumique θ_{sat}	--------	0,3
Paramètre A	--------	10^{-6}
Paramètre B	--------	04
Paramètre C	--------	10^{-4}
Paramètre D	--------	1,5

La variation de la pression interstitielle en différents points situés au dessus de l'axe du tunnel est illustrée sur la figure 7, jusqu'à stabilisation après plusieurs années. Les gradients hydrauliques (figure 8) diminuent progressivement sur la paroi jusqu'à ce qu'un régime d'équilibre soit atteint ; ceci provoque une diminution du débit entrant dans le tunnel avec le temps.

6.2. Comparaison et discussion

Les résultats en terme de débit obtenu à l'aide du programme TFAP peuvent être comparés avec ceux estimés à partir des méthodes issues de la littérature. Ces comparaisons sont représentées sur la figure 9.

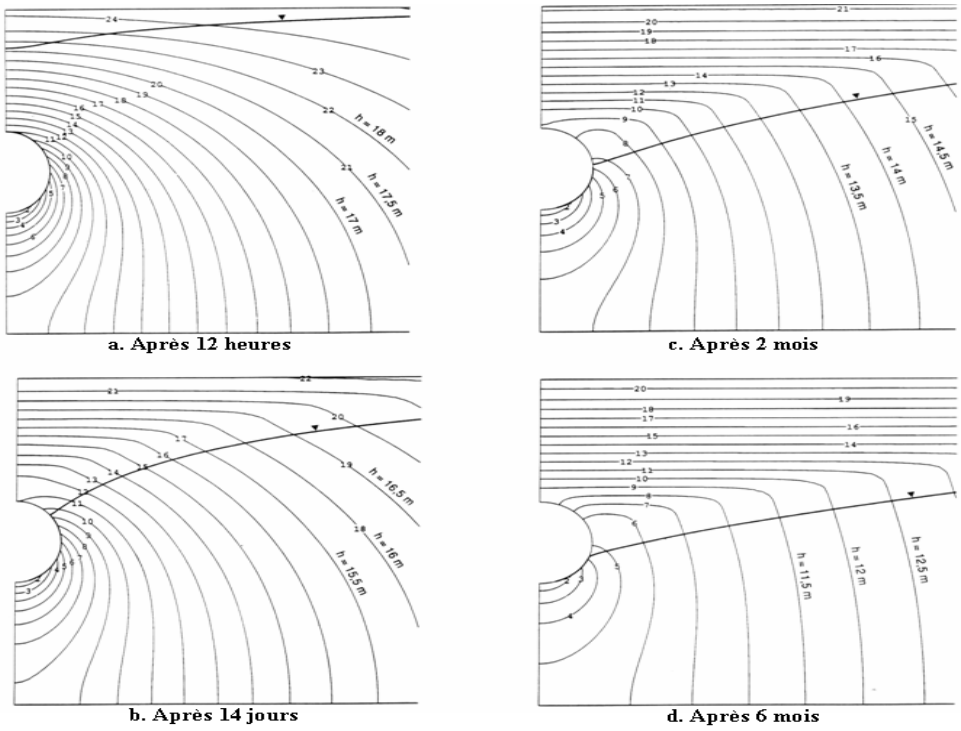


Figure 6. Évolution du régime de l'écoulement autour d'un tunnel à paroi perméable.

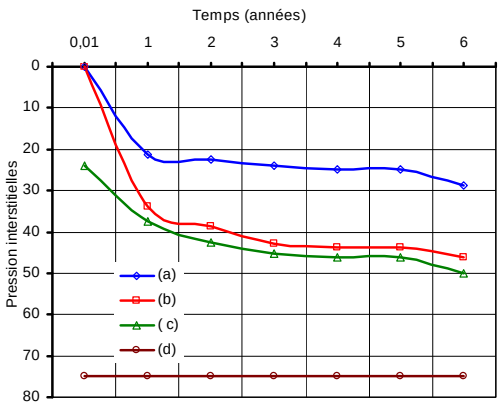


Figure 7. Evolution de Uw(t) a différents point de l'axe du tunnel.

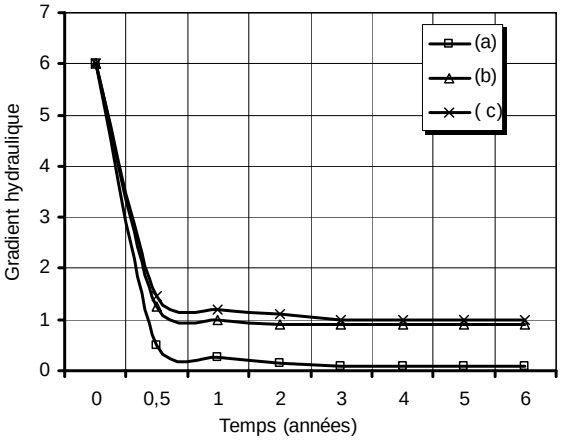


Figure 8. Variation i(t) à différents points au dessus du tunnel

La comparaison des résultats fait, apparaître une faible divergence (5% par rapport à CESAR-LCPC (NSAT)). D'autre part une certaine divergence des résultats est constatée par rapport aux autres méthodes. Ces différences peuvent toutefois être attribuées à l'interface d'un nombre plus important de paramètres régissant les phénomènes transitoires, ceux-ci étant traités différemment d'une méthode à une autre. Par exemple, on remarque qu'à long terme, le débit donné par TFAP est supérieur à celui donné par les autres méthodes. Ceci vient sans doute du fait que le calcul par TFAP ou bien CESAR-LCPC (NSAT) prend en compte l'écoulement dans la partie non saturée, celui ci tendent à réalimenter la nappe. Cette réalimentation est négligée dans les autres méthodes. D'autre part, les temps de stabilisation différent sensiblement d'une méthode à l'autre et la relation entre le débit et le temps n'est pas constante d'un modèle à un autre.

6.3. Influence de la profondeur de substratum imperméable

Pour une raison économique généralement les tunnels sont creusés à des faibles profondeurs. Par contre la profondeur de substratum imperméable est une contrainte géologique qui influe directement sur la quantité d'eau recueillie dans l'ouvrage.

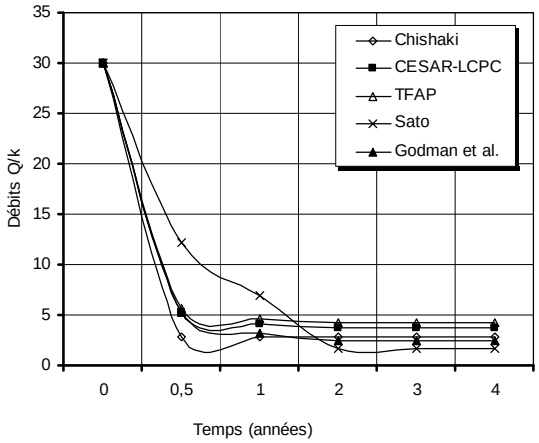


Figure 9. Comparaison des résultats obtenus pour la variation du débit.

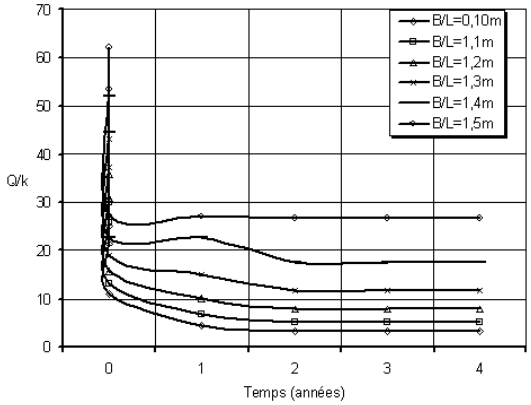


Figure 10. Influence de la profondeur de substratum sur l'évolution du débit.

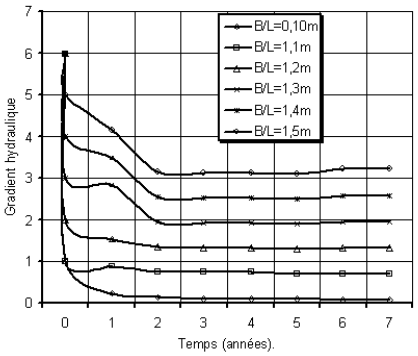


Figure 11. Influence de la profondeur de substratum sur l'évolution de gradient hydraulique (partie inférieur du tunnel).

La figure 10 montre d'abord l'évolution dans le temps de débit jusqu'à stabilisation pour différents niveaux de la profondeur B. Cette figure nous a permis de constater

qu'une variation de rapport B/L entre 0,1 et 1,5 conduit à une augmentation de débit variant de 15% à 50%.

A ce niveau, il est intéressant de signaler les travaux de Sato et Lizawa, 1983, concernant l'influence de la profondeur H_0 ($H_0 = B + h_w$) à court terme ($t_P = 2$ heures). Enfin, la figure 11 représente d'une part l'évolution des gradients hydrauliques dans le temps et d'autre part l'influence de la profondeur de substratum imperméable sur la valeur des gradients obtenus dans la partie inférieure du tunnel.

7. Conclusion

L'ingénieur dispose d'un certain nombre de méthodes qui permettent d'évaluer le débit convergeant vers la galerie; ces méthodes ont toutefois, des limites liées aux hypothèses géométriques ou phénoménologiques qu'elles adoptent (notamment ceux qui négligent l'écoulement dans la partie non saturé), et ne permette d'étudier qu'une partie des phénomènes impliqués. L'application de la méthode des éléments finis (TFAP) pour l'étude de ce problème a permis une analyse plus adaptée. Les applications en conditions bidimensionnelles coupe transversale ont permis de comparer les méthodes décrites dans la littérature avec les résultats du programme.

8. Références bibliographiques

Atwa M., Leca E., Rat M., Humbert P. (1994) Analyse des écoulements hydrauliques vers les tunnels en régime transitoire, Bull. de Liaison LPC, 189, 21-34.

Atwa M., Leca E., Magnan J.M. (2000) Analyse des écoulements d'eau autour des tunnels en construction et à long terme. ERLPC, GT68.

Goodman R. F., Moye D.G., Van Schaikwyk A., Javandel I. (1967) Ground water inflows during tunnel driving, BulI. Int. Assoc. Geol., 2(1), 39-56.

Chishaki T., Yang S. D., Numata W. (1978) Non steady flow of ground water through a tunnel, Memoirs of the Facully of Engineering, Kyushu Universily, 38 (1). 61-81.

Childs, E.C. and Collis-Georges, N. (1950) The permeability of porous materials, Proc. Roy. Soc., London, A-201, 392-405.

Gardner, R. (1958) Calculation of capillary conductivity from pressure plate outflow data, Froc. of the Soil Science Society of America, 20, 317-320.

Polubarinova-Kochina, (1962) Theory of Ground Water Movement, traduit du russe par J.M Roger de Wiest, Princeton University Press, 613 pages.

Rat, M., (1969), Tunnel sous la Manche, Rapport interne au LCPC.

Richards, L.A., (1931) Capillary conduction of liquids through porous medium, Physics 1, 318- 333.

Sato, K. (1983) Hydraulic character of discharge hydrograph for tunneling, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 23 (4) 27-33.

Sato, K. et Lizawa, M. (1983) Fundamental study on unsteady flow around underground cavern in unconfined groundwater, Froc. ofthe Japanese Society of Civil Engineering, 337, 213-220.

Thunvik, R., et Braester, C. (1977) Water inflow during period of excavation of tunnels, Symp. Int., Tunnelling under difficult conditions, Tokyo, 119-124.

Zadjaoui A., (2000) Etude des écoulements autour des tunnels : analyse bibliographique et modélisation numérique. Mémoire de Magister. Univ. Abou bekr Belkaid. Tlemcen Algérie.

UNE SOLUTION TECHNIQUE ECONOMIQUE ET ECOLOGIQUE POUR LE TRAITEMENT DES BERGES D'UN BASSIN PORTUAIRE.

AN ECONOMIC AND ECOLOGICAL TECHNICAL SOLUTION FOR THE TREATMENT OF THE BANKS OF AN HARBOUR BASIN.

Frédéric AURY – Nantes – France

RÉSUMÉ – La réalisation de colonnes en sol traité est une méthode d'amélioration des sols en place. Le procédé RHEA-Sol® (Renforcement, Homogénéisation Et Amélioration des sols) offre une solution originale, alliant la technique du malaxage des sols en place et celle du jet-grouting. Sa mise en œuvre ici en stabilisation de talus, a rendu techniquement et économiquement réalisable le chantier de Port la Forêt en limitant le volume des déblais à mettre en décharge et, par incidence directe, les apports d'enrochements destinés à conforter et stabiliser les berges de la darse à créer.

ABSTRACT – The realization of columns in treated ground is a method of improvement of the grounds in place. The process RHEA-Sol® (Reinforcement, Homogenisation And Improvement of the grounds) offers an original solution, combining the technique of the malaxation of the grounds in place and that of the jet-grouting. Its implementation used here in stabilization of slope, made technically and economically realizable the building site of Port la Forêt by limiting the volume of spoil to be put in discharge and, by direct incidence, the riprap contributions intended to consolidate and stabilize the banks of the wet dock to be created.

1 Introduction

Le port de plaisance de la Forêt Fouesnant dans le Finistère « Port la Forêt » est reconnu pour accueillir les plus célèbres navigateurs de la course au large.

Le projet envisage l'extension du bassin portuaire dans le but principal de recevoir des navires à fort tirant d'eau et notamment les monocoques de course de 60 pieds.

Les aménagements principaux consistent à étendre le bassin portuaire vers le Nord (figure 1) pour y réaliser une darse d'environ 3000 m^2 à la cote -5.00 CM (CM = Cote Marine).

Figure 1 :
Emprise de la future darse à la cote -5.00 CM

Area of the future wet dock to deep -5.00 CM

L'entreprise Semen TP s'est vue confier en avril 2007 la réalisation des terrassements pour 150 000 m3 (300 000 tonnes) environ ainsi que le traitement des berges dont la stabilité naturelle a été reconnue comme précaire par le géotechnicien.

La réalisation d'une darse à la cote –5.00 CM (figure 2)comportait une difficulté dans le maintien du talus périphérique dans un rapport H/V de 3/2 compte tenu des niveaux d'eau hypothétiques et des caractéristiques de sol reconnues dans le rapport de reconnaissance géotechnique.

Le présent article décrit la solution retenue en distinguant les aspects techniques et environnementaux.

Figure 2 :
la darse à la cote -5.00 CM au cours de sa mise en eau.

the dock to deep -5.00 CM during its water

2 Contexte et description générale du principe d'amélioration des sols :

Le projet de base proposait pour assurer la stabilité des talus avec un coefficient de sécurité global supérieur à 1,50 de réaliser une carapace en enrochements en substituant les terrains en place sur une épaisseur moyenne de près de 4,00 m (figure 3).

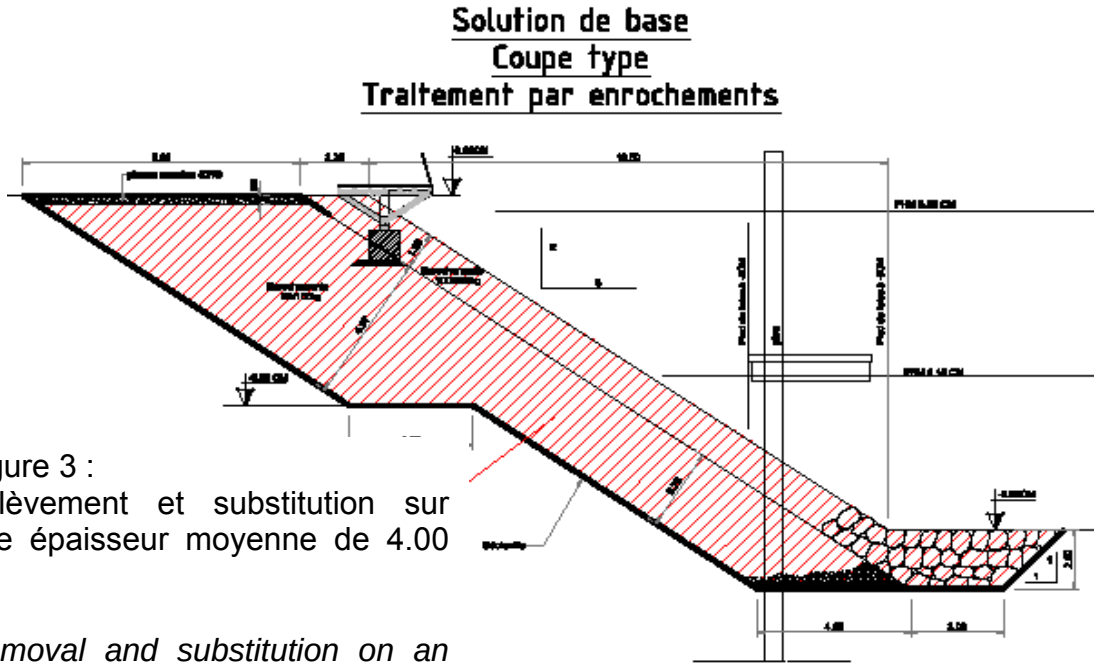


Figure 3 :
Enlèvement et substitution sur une épaisseur moyenne de 4.00 m.

Removal and substitution on an average thickness of 4.00 Mr.

En solution variante, l'entreprise propose de réaliser un traitement des sols en profondeur en mettant en œuvre son procédé RHEA-sol (figure 4) qui consiste à réaliser des colonnes de sol traité au liant routier (coupe type figure 5).

Figure 4 : vue générale du chantier avec l'installation du process RHEA-Sol®
Overview of the site with the installation process RHEA-Sol ®

L'amélioration des sols par colonnes de sol traité a pour principal objectif d'apporter de la cohésion dans les sols en place et d'améliorer ainsi la stabilité générale du talus.

Les liants routiers, mélangés aux sols en place et couramment utilisés en terrassement pour le traitement des couches de forme de chaussées, permettent d'obtenir des performances mécaniques assez proches de celles des ciments.

Des essais ont montré qu'à nature de sol et taux d'incorporation identiques, l'écart de résistance à la compression (paramètre directement lié à la cohésion) entre les sols traités au liant routier de type LIGEX FPL1 et les sols traités au ciment CEM V 32.5 PMES était inférieur à 20% à 28 jours.

Pour l'application envisagée à Port la Forêt, nous verrons que l'emploi de liant routier est parfaitement justifié à la place du ciment (voir paragraphe 3 « justification ») dans la mesure où une perte de cohésion inférieure ou égale à 50% n'altère pas la sécurité de l'ouvrage.

Cette solution est, de plus, économiquement évidente puisque le prix de la tonne de liant peut être localement 2 fois moins élevée que le prix de la tonne de ciment.

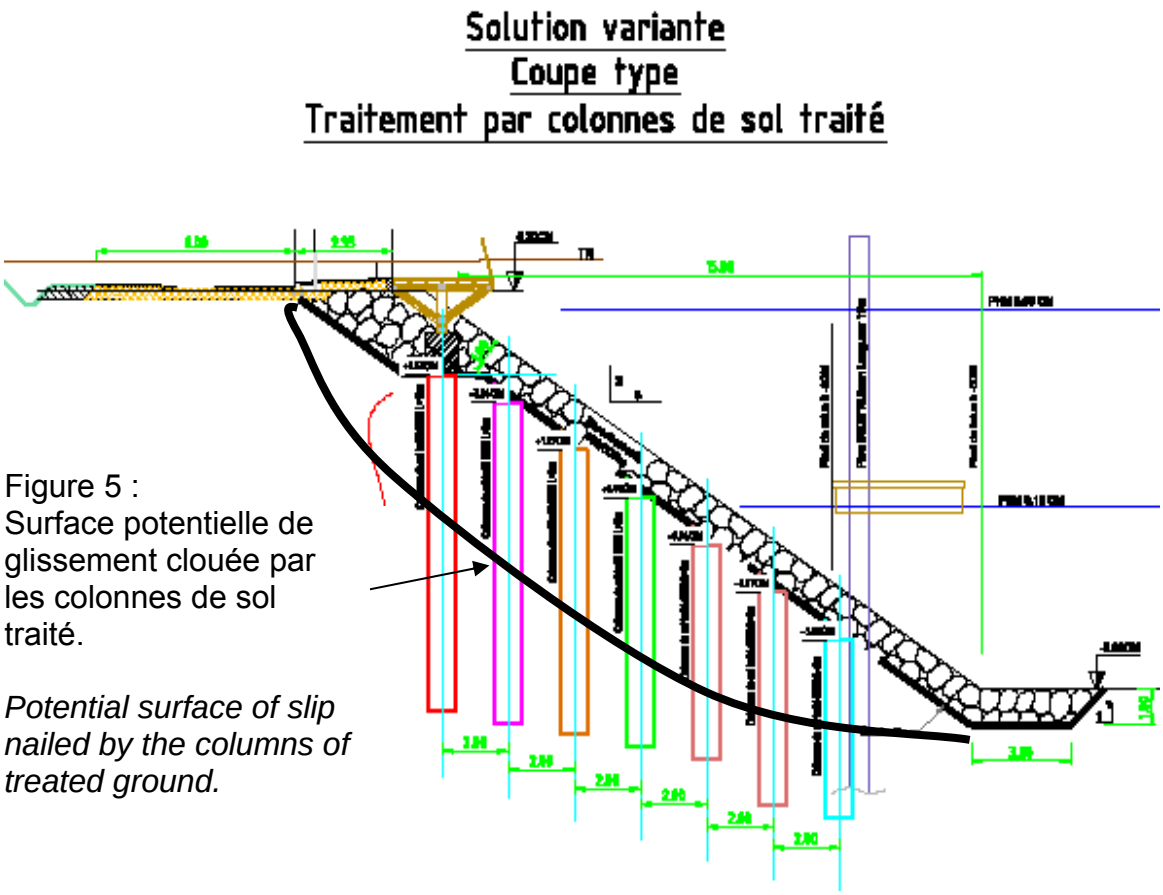


Figure 5 :
Surface potentielle de glissement clouée par les colonnes de sol traité.

Potential surface of slip nailed by the columns of treated ground.

Les avantages du procédé sont multiples et s'inscrivent parfaitement dans un cadre du développement durable :

- Déblais et mise en décharge considérablement réduits,
- Fourniture et mise en œuvre de produits de carrière minimisés,
- Convois routiers limités du fait de la diminution des volumes de déblais et d' enrochements,
- Gain économique pour le client (économie de 1,6 M€ HT par rapport à la solution initiale évaluée à 3.7 M€ HT)

Le bilan quantitatif global en terme de mouvement de matériau prévu par l'opération pour la solution de base et la variante est résumé ci-après :

	Solution de base	Solution variante	Ecart base-variante
Terrassements et évacuation de matériaux en tonnes.	300 000	236 000	64 000
Apport d'enrochements en tonnes.	55 000	12 000	43 000
Mouvement total de matériaux en tonnes.	355 000	248 000	107 000

3 La justification :

A partir du dossier géotechnique, l'étude a été conduite sur la base des hypothèses moyennes de sol suivantes, avec :

N°	Nature de la couche	Cotes (CM)	γ (kN/m^3)	C' (kPa)	φ' (°)	Pl (MPa)
1	Remblais sableux	De 6.50 CM (TN) à 5.00 CM	19	0	35	0.2
2	Alluvions argilo-sableuses	De 5.00 CM à 1,00 CM	19	0	28	0.4
3	Altération argileuse	Au delà de 1,00 CM	19	5	27	0.8

Pour le calcul de stabilité, les hypothèses suivantes ont été retenues pour les colonnes :

Diamètre des colonnes 800 mm, maille 2.5 x 2.0m²
Un rapport Em/Pl = 10

Le calcul a été conduit de deux manières : l'une traditionnelle à l'aide du logiciel TALREN puis vérifiée à l'aide du code aux éléments finis PLAXIS. La justification de la stabilité des talus a été effectuée avec la méthode globale sans pondération sur les actions et les réactions.

On a cherché à apprécier un coefficient global de sécurité tel que :

$$F_{mini} = \frac{\sum \text{(Moments résistants)}}{\sum \text{(Moments moteurs)}} \geq 1.3 \text{ à court terme (phase provisoire)}$$

$$F_{mini} = \frac{\sum \text{(Moments résistants)}}{\sum \text{(Moments moteurs)}} \geq 1.5 \text{ à long terme (phase définitive)}$$

Avec F_{mini} = coefficient minimum minimurum (figure 6)

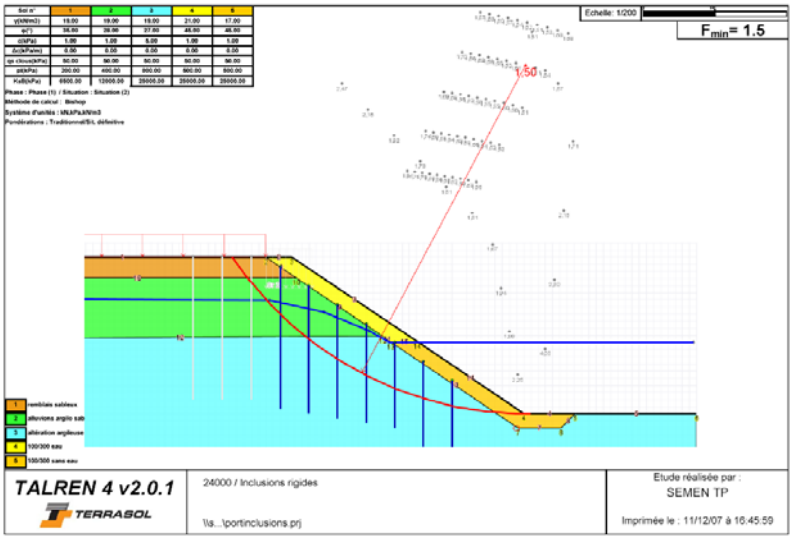


Figure 6 :
Recherche du coefficient de sécurité minimum en phase d'exploitation du bassin avec le logiciel TALREN.

Research for the minimum safety factor in exploitation phase of the dock with TALREN.

La sensibilité de la qualité du traitement par les colonnes distribuées discrètement dans le massif a été évaluée à l'aide du code PLAXIS (figures 7 et 8).

Le coefficient de sécurité est apprécié ici par réduction des caractéristiques c et φ des sols.

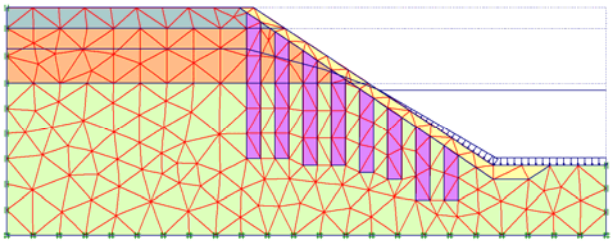


Figure 7 : modélisation de la berge aux éléments finis.

modelling of the bank finite element

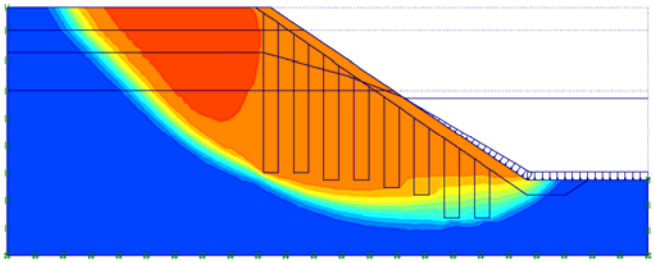


Figure 8 : allure de la surface potentielle de glissement.

allure of the surface potential of slipping

Pour conserver une modélisation 2D, une méthode d'homogénisation a été utilisée pour la caractérisation des bandes verticales de sol renforcé.

A partir de ce modèle simple, une étude paramètrique a été effectuée en faisant varier la cohésion des colonnes de 0 à une valeur maximale de 500 kpa correspondant à la moitié de la résistance maximale admissible dans les colonnes, soit 0,35xfc28. Le coefficient 0,35 est un coefficient de réduction usuel adopté sur la valeur de résistance en compression simple fc28 du matériau constitutif de colonnes dans le cadre de dimensionnement d'inclusions rigides.

Pour une cohésion du sol homogénéisé variant de 5 à 160 kPa, la figure 9 montre une variation du coefficient de sécurité de 1.25 (sécurité sans traitement) à 1.80 (sécurité avec un traitement de caractéristiques optimales).

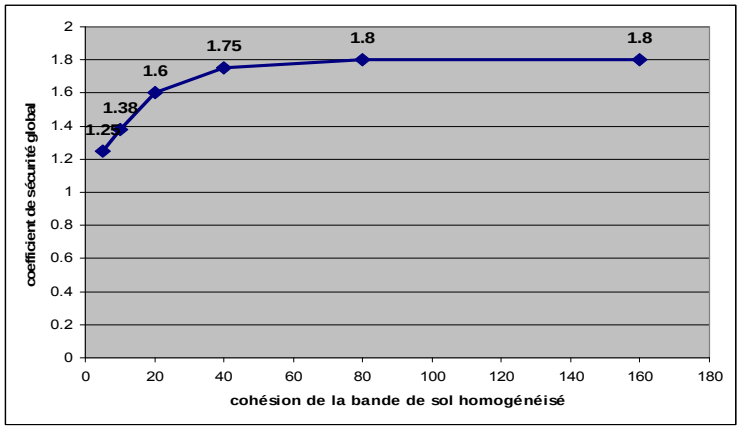


Figure 9 : évolution du coefficient de sécurité du talus en fonction de la cohésion du sol homogénéisé.

evolution of safety coefficient of the slope in terms of cohesive soil homogenized

Cette démarche a permis de mesurer l'influence de la qualité du traitement sur le coefficient de sécurité.

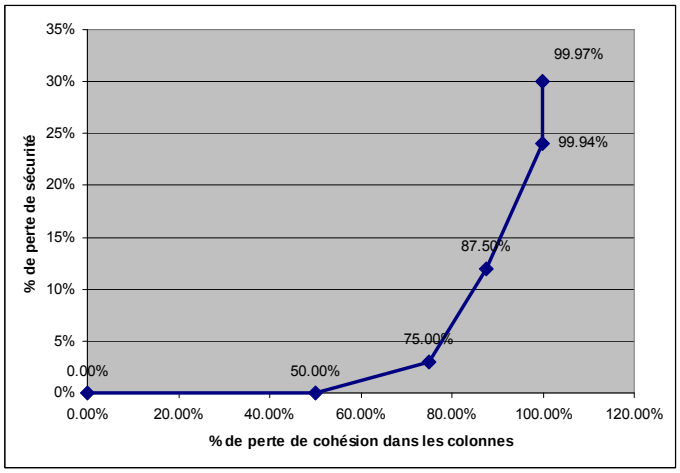


Figure 10 : évolution de la perte de sécurité de l'ouvrage en fonction de la qualité du traittement des sols.

evolution of the loss of security structure based on the quality of traitetement soil.

Le graphe de la figure 10 a pour objectif de visualiser la dégradation potentielle du coefficient de sécurité en fonction de la qualité du traitement des colonnes matérialisée par leur perte de cohésion.

Son interprétation montre qu'une réduction par 2 de la cohésion des colonnes permet de préserver la sécurité maximum de l'ouvrage.

Cette condition justifie l'utilisation de liant hydraulique dit « liant routier » à la place d'un traitement au ciment.

4 Bilan environnemental :

La réduction des volumes de déblais et d'enrochements entraîne un intérêt direct sur l'impact environnemental des travaux :

Cet impact est évalué en interprétant la réduction de consommation totale des poids lourds affectés aux transports des matériaux.

Dans la solution de base, l'évacuation de déblais représentait 150 000 t et l'approvisionnement des enrochements 55 000 t, soit un total de 355 000 t.

Pour la solution variante, les volumes à transporter conduit à un total de tonnes égal à 248 000 t, soit une réduction de plus de 40% de matériaux à transporter et donc des nuisances inhérentes.

La capacité moyenne d'un camion semi-remorque étant de 22 tonnes, le flux des camions a donc été réduit de près de 5000 unités représentant, pour une distance de transport aller-retour de 30 km, 150 000 km non parcourus, auquel nous retranchons naturellement l'apport du liant évalué à 10 000 km environ.

A raison d'une consommation moyenne de 35 l de GO au 100 km, l'économie de carburant liée aux transports s'élève à 49 000 l.

Sachant qu'un litre de gas-oil génère,en brûlant, environ 3 kg de CO_2, la solution de l'entreprise a permis d'aboutir à un bilan positif de 147 t d'équivalent CO_2 en moins rejetés dans l'atmosphère uniquement grâce à la réduction des transports.

Ce bilan ne tient pas compte des consommations pour la fabrication du liant que nous avons supposé équilibrées avec celles utilisées pour la fabrication des enrochements.

5 Conclusions

La mise en œuvre du procédé RHEA-Sol® (construction de colonnes de sol traité en place par un coulis hydraulique injecté sous pression) a rendu techniquement et économiquement réalisable le chantier de Port la Forêt, en limitant considérablement les déblais à mettre en décharge et les apports de matériaux blocailleux d'enrochements destinés à conforter les berges de la darse.

La réduction du volume d'enrochements (55 000 tonnes en solution de base pour 12000 tonnes en variante) a permis de supprimer le point critique de l'approvisionnement des matériaux et donc de mieux maîtriser le délai d'exécution. Il faut noter que la production de 55 000 tonnes d'enrochements correspond à 6 mois pleins d'activité des carrières périphériques.

Outre les économies financières directes portant sur les ressources naturelles (enrochements), le procédé a permis une réduction importante des impacts sur l'environnement :

- La réduction des quantités de déblais à évacuer et à déposer en décharge,
- La préservation des réseaux routiers avoisinants en diminuant les charges et quantités transportées (5000 PL sur 2x15 km).
- La limitation des rejets de gaz à effets de serre (GES) liés aux transports (147 t d'équivalent CO_2).
- Les économies de carburant liées aux transports (économie de 49 000 litres de GO).
- Et la diminution de la gêne aux usagers liée aux transports.

ETUDE DU COLMATAGE LIE AU PROCESSSUS D'EROSION INTERNE

STUDY OF CLOGGING PHENOMENON IN THE PROCESS OF INTERNAL EROSION

Abdelghafour AÏT ALAÏWA[1], Nadia SAIYOURI[1], Pierre-Yves HICHER[1]
1 Institut de Recherche en Génie Civil et Mécanique - GeM, Ecole Centrale de Nantes, France

RÉSUMÉ – L'érosion interne est l'une des principales causes de rupture des ouvrages hydrauliques. Elle est liée au phénomène de détachement et de transport des particules du sol soumis à un écoulement. En partenariat avec 10 autres organismes dans le cadre du projet ERINOH portant sur l'étude des phénomènes d'érosion interne dans les ouvrages hydrauliques, nous nous proposons de modéliser les mécanismes d'érosion se produisant au sein d'éprouvettes d'essai unidimensionnelles grâce à un code de calcul numérique initialement capable de reproduire la filtration de particules par les sols.

ABSTRACT – The internal erosion is a major cause of failure of hydraulic works. It is linked to the phenomenon of detachment and transportation of soil particles subject to a runoff. In partnership with 10 other agencies in the project ERINOH on the study of erosion in the internal hydraulic works, we propose to model the mechanisms of erosion occurring in test dimensional thanks to a code of numerical computation initially able to reproduce the filtration of particulates from the soil.

1. Introduction

L'érosion interne provient de la migration, sous l'action d'un écoulement, de certains grains constitutifs de l'ouvrage. Elle provoque une modification des caractéristiques hydrauliques et mécaniques du matériau constituant l'ouvrage. La perméabilité du matériau peut être modifiée ce qui peut provoquer une perte d'étanchéité. L'arrachage de certains grains nuit à la stabilité structurelle du matériau et peut même conduire à la rupture de l'ouvrage. Les mécanismes responsables de l'érosion interne sont complexes et dépendent de plusieurs paramètres qui peuvent être couplés. L'identification du mécanisme demeure à l'heure actuelle problématique. La nature du transport de ces particules conduit à distinguer deux catégories d'érosion interne. Le premier phénomène provoque un arrachage régressif des particules du sol. La granulométrie du sol varie donc avec une augmentation de la perméabilité. L'apparition du phénomène dans les sols cohésifs est principalement favorisée par des défauts de perméabilité. Il conduit rapidement à la rupture par création de brèche. Le second opère au sein du massif de sol en créant avec ces particules érodées un colmatage progressif du sol qu'elles traversent.
Nous tentons ici d'apporter quelques éléments d'analyse en proposant une modélisation de ce dernier phénomène en réalisant un essai de colmatage par l'introduction d'une fraction constante de particules fines à l'une des extrémités d'une éprouvette unidimensionnelle de diamètre 0.10 m de longueur 0.90m contenant du sable de Loire à une densité définie et préalablement saturée d'eau.

2. Transport de composant à l'échelle macroscopique

À l'échelle macroscopique, nous distinguons classiquement trois mécanismes de transport des éléments conservatifs dans les milieux poreux saturés, fissurés ou non : la convection, la dispersion et la diffusion.
La ***convection*** (ou *advection*) est la migration des solutés dans le mouvement du fluide qui se déplace selon la vitesse moyenne d'écoulement ***v*** dans les pores du milieu poreux. Nous définissons le flux convectif :

$$J_{conv} = \int_{dV} \nabla(n\mathbf{v}C)dV \tag{1}$$

où n est la porosité du milieux poreux, C est la concentration macroscopique moyenne d'éléments dissous (kg $\cdot$m^{-3}) et V est le volume élémentaire représentatif (VER) considéré (m^3).
La ***dispersion*** cinématique est un phénomène de mélange lié à l'hétérogénéité des vitesses microscopiques (De Marsily, 1981).
Le flux dispersif est noté :

$$J_{disp} = \int_{dV} \nabla(\mathbf{D}_{\mathbf{mech}}\nabla C)dV \tag{2}$$

où $\mathbf{D}_{\mathbf{mech}}$ est le tenseur de dispersion cinématique (m^2 $\cdot$ s^{-1}).
La dispersion cinématique résulte de l'existence du champ de vitesse microscopique. La connaissance de ce dernier est souvent très complexe, d'où la difficulté d'accéder à $\mathbf{D}_{\mathbf{mech}}$. Dans les domaines usuels de vitesse, il est néanmoins admis la relation suivante (Bear, 1972) :

$$D_{mech} = \underbrace{\beta_T \|\mathbf{v}\| \mathbf{I}}_{D_T} + \underbrace{(\beta_T - \beta_L)\frac{\mathbf{v} \otimes \mathbf{v}}{\|\mathbf{v}\|}}_{D_L} \tag{3}$$

où D_L et D_T sont respectivement la dispersion longitudinale dans le sens de l'écoulement, et la dispersion transversale perpendiculairement à l'écoulement (m$^2\cdot$ s^{-1}) et **I** tenseur unité. Les paramètres β_L et β_T sont les coefficients de dispersivité longitudinale et transversale (m).
La **diffusion** moléculaire résulte de l'agitation moléculaire. Les gradients de concentration ont donc tendance à s'atténuer selon la première loi de Fick:

$$J_i = -D_m \mathbf{T} \nabla C \tag{4}$$

où J_i est le flux de l'espèce C (kg$\cdot$ m^{-2} $\cdot$s^{-1}), D_m est le coefficient de diffusion du soluté considéré (m$^2\cdot$ s^{-1}) et **T** est le tenseur de tortuosité du milieu poreux.
Le flux diffusif s'écrit alors :

$$J_{diff} = \int_{dV} D_m \nabla C dV \tag{5}$$

Dans l'équation d'advection-dispersion, la dispersion cinématique et la diffusion moléculaire sont souvent regroupées sous la forme d'un tenseur de dispersion hydrodynamique **D** :

$$\mathbf{D} = D_m \mathbf{T} + \mathbf{D}_{\mathbf{mech}} \tag{6}$$

La superposition de ces mécanismes s'exprime par l'équation de transport :

$$J_{tot} = \frac{\partial(nC)}{\partial t} + \nabla(nC\mathbf{v} - \mathbf{D}\nabla C) \tag{7}$$

À ce flux, peut s'ajouter un terme source *R* qui traduit la non-conservation de la matière. Dans notre étude, le terme source est lié aux mécanismes de filtration et propagation des particules fines. La superposition de ces mécanismes s'exprime par l'équation de transport réactif :

$$\frac{\partial(nC)}{\partial t} + \nabla(D\nabla C - nC\mathbf{v}) = R \tag{8}$$

3. Équations

3.1. Modèles de filtration

On distingue les deux grands types de mécanismes mis en jeu pendant la phase de rétention de particules (McDowell Boyer et al., 1986 ; Yao et al., 1971). Ces approches de la filtration sont souvent empiriques ou semi-empiriques. Cependant elles se prêtent bien à une modélisation à l'échelle macroscopique, notamment à l'aide de modèles phénoménologiques (Iwasaki, 1937 ; Kretzschmar et al., 1999). Une analogie entre le phénomène d'adsorption et la filtration est communément faite. L'adsorption repose sur la capacité qu'ont les surfaces solides à fixer certaines particules de manière réversible, par des liaisons faibles de type Van Der Waals. Cette propriété est liée à la structure même du milieu poreux où subsistent, en surface, des forces non équilibrées : la formation d'une couche de particules adsorbées vient compenser ce déséquilibre. Ce dernier est modélisé à l'aide d'isothermes. Iwasaki (1937) a eu recours à une isotherme linéaire en déséquilibre défini par la capacité de sorption K pour modéliser la rétention de composants dans les milieux poreux. Compère (1999) a repris cette approche et a montré que, dans un milieu sableux, ce coefficient K diminue avec la vitesse d'écoulement et propose la relation 9 pour le terme source de l'équation de transport. Ceci est en accord avec les théories de filtration en profondeur de particules colloïdales (Leclerc, 1988 ; Ryan et Elimelech, 1996):

$$\begin{cases} R = -\dfrac{\partial \chi}{\partial t} \\ \dfrac{\partial \chi}{\partial t} = K \cdot C = \lambda \|\mathbf{v}\| \cdot C \end{cases} \tag{9}$$

où χ est la masse de particules retenues par unité de volume de fluide, λ est le coefficient de filtration et **v** est la vitesse d'écoulement.

3.2. Formulation mathématique du modèle

Dans un premier temps, nous rappelons que le transport des particules a lieu dans des conditions isothermes, que le milieu considéré est supposé indéformable et totalement saturé. En outre, le composant transporté (particules fines) est miscible dans l'eau interstitielle. Enfin le système considéré ne comporte qu'une phase solide et une phase fluide. Nous modélisons le phénomène de filtration des particules à l'aide d'une isotherme de sorption en déséquilibre. Nous considérons que la filtration engendre la création de masse de composant filtré faisant partie intégrante de la phase fluide. Le composant filtré se comporte alors comme un composant de la phase fluide pouvant échanger de la matière avec les autres composants de la phase fluide. Nous supposerons alors que le composant filtré reste immobile. Il ne peut être ré-entraîné par l'écoulement.

3.2.1. Équation de mouvement

Dans les milieux poreux, il est souvent admis que les mouvements de fluide sont suffisamment lents pour supposer que les termes d'inertie puissent être négligés. Pour déterminer le champ de vitesse de la phase fluide, nous pouvons employer l'équation de Darcy en soulignant que nous avons supposé le milieu indéformable:

$$\mathbf{q} = -\frac{K_v}{\mu}\left(\nabla p - \rho_f \mathbf{g}\right) = n\mathbf{v} \tag{10}$$

où p est la pression du fluide, μ est sa viscosité dynamique, n et K_v sont respectivement la porosité et la perméabilité intrinsèque du milieu poreux, ρ_f est la masse volumique de la phase fluide, **g** est l'accélération de la pesanteur et **q** est la décharge spécifique.

3.2.2. Équation de conservation de la masse de la phase fluide

L'équation de continuité ou équation de conservation de la masse exprime que, dans un volume fermé, la variation dans le temps de la masse de fluide est égale à la somme des flux massiques traversant la surface du volume considéré (De Marsily, 1981), soit en milieu poreux :

$$\frac{\partial\left(n\rho_f\right)}{\partial t} + \nabla\left(n\rho_f \mathbf{v}\right) = 0 \tag{11}$$

où ρ_f et **v** sont respectivement la masse volumique et la vitesse de la phase fluide. La variable n est la porosité du milieu poreux.
Nous notons généralement une dépendance de la densité des fluides à la pression (p), à la température (T) et à la concentration en composant (C) (éq. 12)

$$\rho_f = \rho_f\left(p, C, T\right) \tag{12}$$

La forme différentielle totale de l'équation 16 fournit l'expression suivante :

$$d\rho_f = \underbrace{\frac{1}{\rho_f}\frac{\partial \rho_f}{\partial p}\bigg|_{(c,T)}}_{\beta_p} \rho_f dp + \underbrace{\frac{1}{\rho_f}\frac{\partial \rho_f}{\partial C}\bigg|_{(p,T)}}_{\beta_c} \rho_f dC + \underbrace{\frac{1}{\rho_f}\frac{\partial \rho_f}{\partial T}\bigg|_{(c,p)}}_{\beta_t} \rho_f dT \qquad (13)$$

où β_p, β_c et β_t sont respectivement le coefficient de compressibilité de la phase fluide (Pa^{-1}), le coefficient de concentration ($m^3 \cdot kg^{-1}$) qui rend compte de l'évolution de la densité en fonction de la concentration des espèces composant la phase fluide et le coefficient de dilatation thermique (K^{-1}).
À présent, si nous supposons que les coefficients β_p et β_c sont constants en conditions isothermes, l'intégration de l'équation 13 conduit immédiatement à :

$$\rho_f = \rho_0 \exp\left(\beta_p \cdot (p - p_0) + \beta_c \cdot (C - c_0)\right) \qquad (14)$$

En utilisant la loi de Darcy (éq. 10), l'équation 11 et la loi d'évolution de la densité (éq. 14), l'équation 15 devient :

$$\frac{\partial n}{\partial t} + n \cdot \left(\beta_p \frac{\partial p}{\partial t} + \beta_c \frac{\partial C}{\partial t}\right) + \mathbf{q} \cdot \left(\beta_p \nabla p + \beta_c \nabla C\right) + \nabla \mathbf{q} = 0 \qquad (15)$$

3.2.3. Équation de conservation de la masse du composant

Le transport par advection-dispersion couplé au phénomène de filtration peut être décrit sous la forme d'un ensemble d'équations différentielles dans le temps. En exprimant la vitesse à l'aide de la décharge spécifique **q** défini par (10), nous obtenons :

$$C\frac{\partial n}{\partial t} + n\frac{\partial C}{\partial t} + \nabla\left(C\mathbf{q} - \nabla \mathbf{D} \nabla C\right) = \mathbf{R} \qquad (16)$$

3.2.4. Équation de conservation de la masse de la phase solide

Nous supposons que le squelette granulaire est indéformable. De plus, nous faisons l'hypothèse qu'aucun échange de matière en la phase solide et la phase fluide n'a lieu. En outre, les grains solides constitutifs du squelette granulaire sont souvent considérés comme incompressibles. Cela induit que la porosité *n* du milieu demeure constante au cours du temps.

3.2.5. Lois d'état

La présence d'un composant dans un fluide peut modifier sa viscosité dynamique. Une dépendance de la viscosité à la concentration C de ce composant est souvent constatée. Une loi d'évolution linéaire proposée par Chupin (2005) a été retenue :

$$\mu_f = (\mu_c - \mu_e)\frac{C}{C_m} + \mu_e \qquad (17)$$

où μ_f, μ_c et μ_e sont respectivement les viscosités dynamiques de la phase fluide, du composant et de l'eau. C_m est la concentration maximale du composant.
La filtration des particules par le milieu poreux peut entraîner des modifications du coefficient de dispersion hydrodynamique et de la perméabilité. Rendre en compte dans les modèles de ces rétroactions offre donc un attrait particulier pour la modélisation des phénomènes couplés écoulement-transport. Il existe beaucoup d'équations basées sur des travaux théoriques ou déterminées expérimentalement qui permettent d'estimer les variations de la perméabilité intrinsèque K_v en fonction de la porosité (Carman, 1937). Pour notre étude, du fait des hypothèses énoncées précédemment (porosité constante), la perméabilité ne peut être liée directement à la porosité. Cependant, nous pouvons la corréler avec la concentration en composant filtré par la relation (18). Bedrikovetsky et al. (2001) proposent pour ce type de formulation une méthode d'identification des paramètres que nous avons employée:

$$K_v = K_{v0} \frac{1}{1+\beta\chi} \tag{18}$$

où χ est la concentration en particules filtrées et β est le coefficient de réduction de perméabilité, K_{v0} est la perméabilité intrinsèque initiale (m^2). Cette dernière équation est issue de l'approche faite par Mcdowell Boyer et al. (1986).

4. Résultats et discussion

Dans notre étude, la modélisation couplée filtration-écoulement-transport sera réalisée grâce au code de calcul initialement développé par Chupin (2005) La discrétisation temporelle est réalisée en Différences Finies (DF) suivant une règle trapézoïdale classique. La discrétisations spatiale emploie la méthode des éléments finis en considérant des éléments d'interpolation linéaires. Nous présentons dans cette section les résultats de nos simulations. Nous répertorions, dans le Tableau 1, les paramètres d'essais employés lors de nos simulations. Ces derniers sont identifiés à l'aide de l'approche de Bedrikovetsky et al. (2001) sur des essais expérimentaux initialement réalisés au sein de notre laboratoire. Pour l'ensemble des résultats présentés, la discrétisation spatiale comprend 500 éléments de taille identique.

Tableau 1 Valeurs des paramètres utilisés dans la modélisation

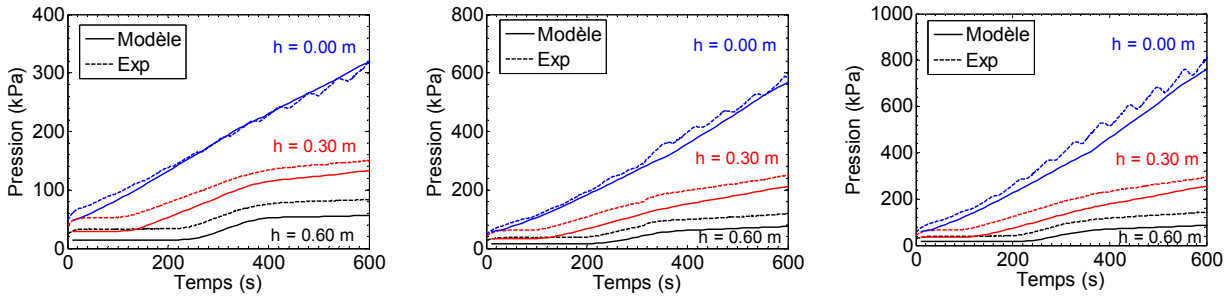
γ_d	n	ρ_f	μ_f	Q	λ	β_0	β_1	D
kN/m³	-	kg/	(Pa·s)	(L/min)	× 10^{-4} (S.I.)	×10^{-4} (m^3·kg)	× 10^{-4} (m^{-1})	× 10^{-4} (m)
18.27	0.303	1410	4.83	0.33	4.10	4.33	-4.13	1
17.81	0.320	1410	4.83	0.33	2.32	4.77	-4.68	1
18.33	0.300	1410	4.83	0.33	4.27	5.37	-4.51	1

De plus, le pas de temps est fixé égal à 1 s. De même, le coefficient de concentration du fluide chargé est supposé constant et égal à $2.91 \cdot 10^{-4}$ $m^3 \cdot kg^{-1}$.

4.1. Influence de la densité initiale γ_d

Nous présentons, sur la Figure 1, l'évolution de la pression interstitielle au niveau des différentes prises de pression (relatives à nos essais expérimentaux) : au point source, à 0.30 m et 0.60 m du point d'entrée. Nous pouvons montrer que le modèle proposé prédit de manière satisfaisante l'évolution de la pression au point d'entrée

des fines. Au niveau des autres prises de pression, nous observons un léger écart quasi constant d'environ 20 kPa entre les données issues de la simulation numérique et les résultats expérimentaux.

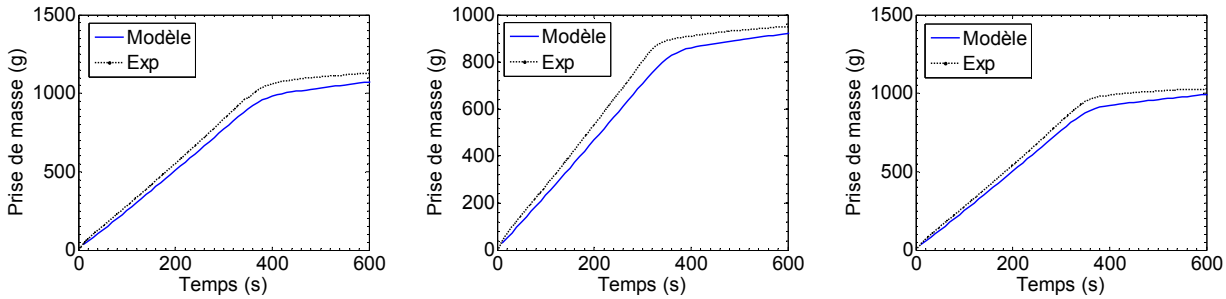


γ_d = 17.81 kN/m^3, C/E = 0.42 γ_d = 18.27 kN/m^3, C/E = 0.42 γ_d = 18.33 kN/m^3, C/E = 0.42

Figure 1 Évolution de la pression interstitielle en fonction de la densité initiale en place γ_d

4.2. Prise de masse de la colonne

Nous montrons, sur la Figure 2, l'évolution de la prise de masse de l'éprouvette d'essai étudiée. Nous pouvons observer que les prédictions issues de la simulation sont en accord avec l'expérience. Le caractère bilinéaire de la courbe est bien conservé. Cependant une légère déviation est perceptible lorsque la densité initiale γ_d est élevée. Notons également que la masse du composant introduite dans la colonne est légèrement sous-estimée par le modèle. Une erreur relative maximale inférieure à 15% entre les prédictions du modèle et les valeurs expérimentales est observable.

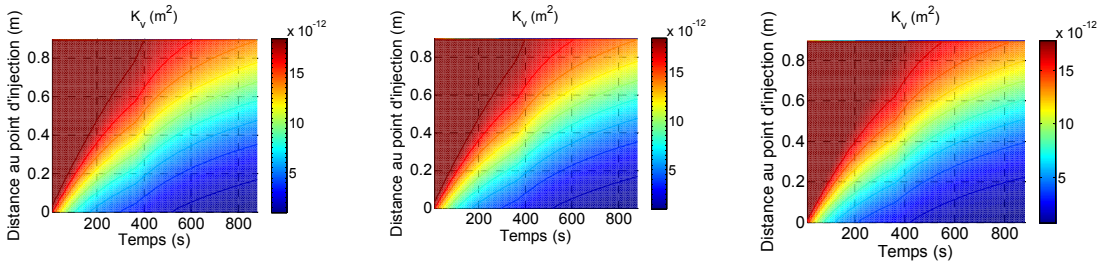


γ_d = 17.81 kN/m^3, C/E = 0.42 γ_d = 18.27 kN/m^3, C/E = 0.42 γ_d = 18.33 kN/m^3, C/E = 0.42

Figure 2 Évolution de la prise de masse de la colonne en fonction de la densité initiale en place γ_d

4.3. Perméabilité

Nous présentons, sur la Figure 3, l'évolution de la perméabilité intrinsèque durant l'essai. Nous pouvons constater une réduction significative de la perméabilité. Nous notons à la fin de l'essai une zone où la variation de perméabilité est faible. Elle se situe dans le premier tiers de la colonne (à proximité du point d'entrée de la fraction fine). En outre, nous remarquons que cette zone croît faiblement avec la densité initiale γ_d.



γ_d = 17.81 kN/m^3, C/E = 0.42 γ_d = 18.27 kN/m^3, C/E = 0.42 γ_d = 18.33 kN/m^3, C/E = 0.42

Figure 3 Évolution de la perméabilité en fonction de la densité initiale en place γ_d

5. Conclusions

Nous avons présenté les différentes lois qui régissent le transport réactif d'un fluide chargé lors d'un essai unidimensionnel d'écoulement d'une suspension chargée. Le transport du composant est régi par les phénomènes de convection, de dispersion et de diffusion. Les interactions composant/sol qui mettent en jeu la filtration des particules par le massif de sol prennent une large place dans l'équation du transport réactif puisqu'elles nécessitent l'ajout d'un terme source à cette équation. Ce dernier terme conduit à la résolution d'une équation non linéaire. La connaissance précise du mécanisme de filtration est indispensable à la modélisation du transport de la suspension chargée. Une revue des mécanismes de filtration a donc été réalisée. La poursuite de cette recherche consistera à proposer d'autres propositions de relations d'évolution de la perméabilité prenant en compte plus finement du phénomène de filtration.

6. Références bibliographiques

Bear J. (1972) Dynamics or Fluids in Porous Media. American Elsevier Publ.

Bedrikovetsky P., Marchesin D., Shecaira F., Souza A.L., Milanez P., Rezende E. (2001) Characterisation of deep-bed filtration system from laboratory pressure drop measurements. Journal of Petroleum Science and Engineering, 64 (3), 167–177.

Carman P.C. (1937) Fluid flow through granular beds. Transactions for Institute of Chemical Engineer, 15, 150–166.

Chupin O. (2005) Ecoulement et transport couplés en milieux poreux saturés : application à l'injection des sols. Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Nantes.

Compere F. (1999) Transport et rétention de particules argileuses en milieu poreux saturé. Thèse de doctorat, Université de Poitiers.

De Marsily G. (1981) Quantitative hydrogeology. Academic press.

Iwasaki T. (1937) Some notes on sand filtration. J. Am. Water Works Ass., 29(10), 1591–1602.

Kretzschmar R., Borkovec M., Grolimund D., Elimelech M. (1999) Mobile subsurface colloids and their role in contaminant transport. Adv. Agron., 66,121–193.

Leclerc D. (1988) Vingt-cinq ans de contribution à l'étude de la filtration. Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine.

McDowell-Boyer L. M., Hunt J. R., Sitar N. (1986) Particle transport through porous media. Water Ressources Research, 22(13), 1901–1921.

Ryan, J.N., Elimelech, M. (1996) Colloid mobilization and transport in groundwater. Colloids Surfuraces, A 107, 1–56.

Yao K. M., Habibian M., O'Melia C. (1971) Water and waste water filtration: concepts and application. Environmental Science and Technology, 5(11), 1105–1112.

EFFET D'HUILE DE VIDANGE SUR LES PROPRIETES GEOTECHNIQUES D'UN SEDIMENT STABILISE

INFLUENCE OF USED MOTOR OIL ON GEOTECHNICAL PROPERTIES MODIFICATION OF STABILIZED SEDIMENTS

Javad BEHMANESH[1] et Salim MEZAZIGH[2]
1,2 Université de Caen, Laboratoire M2C, UMR 6143 CNRS,
24 Rue des Tilleuls, 14000 Caen, France,

RÉSUMÉ - L'accumulation des sédiments dans les installations portuaires est un phénomène inéluctable. Le dragage revêt donc une importance primordiale pour le maintien de la navigation. Le problème étant le stockage ou le rejet en mer de cette vase surtout dans le cas de contamination par des polluants. Cet article présente l'effet de la présence d'huile usagée de moteur sur les changements des propriétés géotechniques des sédiments dragués et traités par un mélange de ciment, fumée de silice et additifs.

ABSTRACT - The accumulation of sediments in port facilities is an inevitable phenomenon. Therefore, dredging has a vital importance for the maintenance of navigation. The problem is the stockpiling or the discharge of the sludge to sea, especially in case it is contaminated by pollutants. This article presents the effect of the presence of used motor oil on the changing of the geotechnical properties of the dredged sediments which are treated by a mixture of cement, silica fume and additives.

1. Introduction

Les humains souillent des sédiments des différentes manières. Les sédiments contaminés sont non seulement un problème pour les écologistes mais également pour les ingénieurs géotectoniques. Quand un sédiment est contaminé par des hydrocarbures, ses propriétés géotectoniques sont modifiés (Khamechiyan et al., 2007). La participation au développement durable se décline selon plusieurs axes. Un des axes consiste à recycler ou valoriser la majorité des déchets. Pour inciter à cela, selon la décision 92/2 de Paris et Oslo, interdit d'immerger en mer des sédiments contenant plus de 1 % d'huile d'hydrocarbure (Al-Anasary et Al-Tabbaa, 2007). Selon Das (1994), les sédiments et les sols secs n'ont pas la propriété plastique. L'utilisation d'un sédiment contenants des hydrocarbures dans le domaine de génie civil a besoin d'abord d'une analyse et une étude de caractérisation physico-chimique en laboratoire. La contamination des sédiments par des hydrocarbures peut provenir de différentes origines (fuite d'huile de canalisations endommagés, bateaux accidentés, décharge des équipements côtiers ou équipements de production du pétrole, etc). Un exemple typique est les flaques d'huile au Kuweit pendant la guerre du golf Persique(Tajik, 2004). La chaux et/ou le ciment ont déjà été ajoutés aux sédiments pour améliorer leurs propriétés physiques pendant des siècle (Chew et al., 2004). Ce processus est généralement connu sous le nom de stabilisation à la chaux ou au ciment. Shin et Das (2001), ont examiné la portance d'un sable contaminé par une huile. Ils ont observé que la portance de sable diminue avec l'augmentation de dosage en huile.

Dans cet article, on présente l'étude de l'effet de la présence d'une huile type hydrocarbure sur les propriétés géotechniques des sédiments dragués au port autonome du Havre. Pour comprendre le comportement géotechnique des sédiments contenant une hydrocarbure, on a étudié deux dosages : 2 % et 4 % du poids des sédiments séchés mélangés à une huile de moteur usagée. Dans cette étude de valorisation de sédiment, on a également utilisé quatre liants ont été utilisés: ciment, chaux, cendre volant et fumée de silice.

2. Méthodes et matériaux

2.1. Matériaux utilisés

2.1.1. Sédiments dragués

Les sédiments de la présente étude sont issus du dragage au port autonome du Havre. La granulométrie des sédiments a été déterminé à l'aide de la granulométrie au laser par voie humide. La figure 1 et le tableau I présentent la granulométrie et les propriétés physiques des sédiments étudiés.

Tableau I : Caractéristiques des sédiments dragués

Médiane (µm)	8
Teneur en fines(< 80 µm)	92%
Les différentes fractions	
Argile (< 2 µm)	20 %
Limon	70 %
Sable	10 %
D_{10}	0,6µm
D_{60}	10µm
D_{30}	3,5µm
C_u	16.67
C_c	2,04
ρ_s (gr/cm^3)	2,54
Teneur en eau naturelle (W%)	155,2
Limite de plasticité	34,2 %
Limite de liquidité	67,1 %
L'indice de plasticité	32,9 %
Activité	2,06
Teneur en matière organique	1,31 %

2.1.2. Les liants

Dans cette étude, on a utilisé quatre types de liants hydrauliques : cendre volante, ciment, chaux et fumée de silice. La composition chimique de la cendre volante utilisée (Sodeline 2005) est donnée dans le tableau II:

Tableau II: Composition chimique de la Sodeline 2005 (%)

SiO_2	Fe_2O_3	Al_2O_3	MgO	MnO_2	CaO_{total}	CaO_{libre}	Na_20	K_20	SO_3
47.36	7.09	21.63	3.32	0.62	8.52	0.90	0.46	4.35	4.02

La composition chimique et les caractéristiques physiques du ciment Calcia utilisé sont résumées dans le tableau III. De même les caractéristiques de la chaux utilisée sont présentées dans le tableau IV.

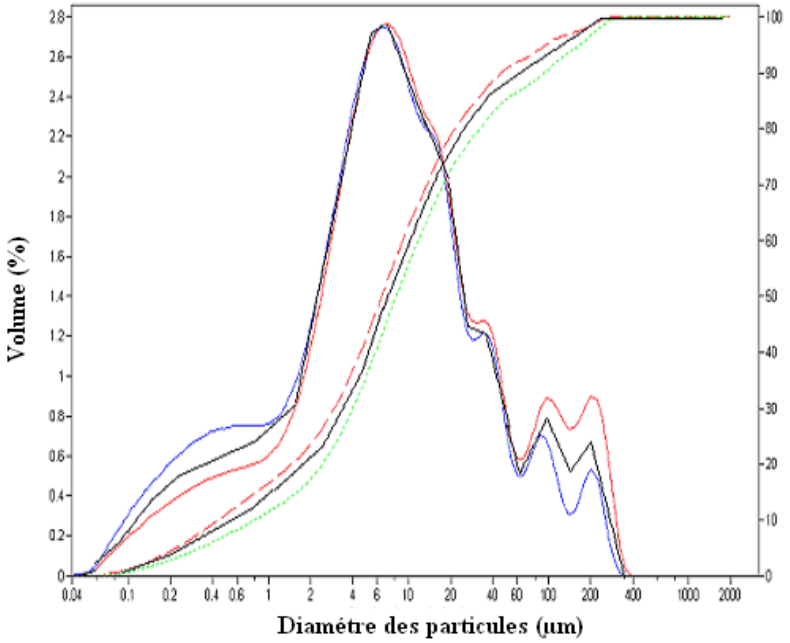


Figure1: Courbes granulométriques des sédiments dragués au porte autonome du Havre

Tableau III : Composition chimique et caractéristiques physiques du ciment Calcia

Dénomination des produits	C_3A	C_3S	C_2S	SO3	Résistance Mécanique du mortier en Mpa (28 jours)	Finesse Blaine (cm^2/g)	Chaleur d'hydratation à 41 h en J/g
CEM II/B-M(S-L) 32,5R CE CP1 NF	6,6	68,1	9	2,5	49	3840	253

Tableau IV : Propriétés chimiques et physiques de la chaux utilisée

pH	CEC (meq/100gr)	EC (ms/cm)	G_s
12,6	16,43	6,29	2,45

3. Résultats et interprétation

3.1. Détermination de la teneur en eau des sédiments contenant des hydrocarbures

En général, la teneur en eau d'un sol ou d'un sédiment peut être calculée par :

$$w\% = \frac{w_w}{w_s} * 100 \qquad (1)$$

avec : $w\%$: teneur en eau, w_w : masse de l'eau, w_s : masse des sédiments

Cependant cette relation n'est pas valable pour des sédiments contaminés par des matières organiques types hydrocarbures car dans notre cas, une proportion de l'huile de moteur utilisée peut s'évaporer même à la température ambiante. Cette évaporation dépend des propriétés physiques et chimiques de l'huile, de la température et de l'humidité ambiante, des sédiments (Fine et al., 1997). Dans le cas des sédiments contenant des hydrocarbures, le taux d'évaporation de l'huile contenue dans le mélange dépend de la taille, de la composition et des propriétés thermiques des sédiments et des polluants. De même, l'évaporation de l'huile, en tant que polluant dans les sédiments dragués, augmente avec la diminution de la taille des particules. Elle est faible avec l'augmentation de la quantité d'huile dans le mélange (Khamehchiyan et *al. 2007*). Ce phénomène est lié à la conductivité thermique, à l'adhérence et à la cohésion des particules des sédiments pollués. Le tableau V montre les pourcentages massiques de l'huile évaporée à la température 105°C et pendant 24 heures. Les proportions des mélanges considérées sont: 2 % et 4 % du polluant.

Tableau V : Pourcentages massique de l'huile évaporée à la température 105°C, pendant 24 h

% du polluant	2	4
% de l'huile évaporée	71	66

La variation du pourcentage de la masse d'huile évaporée dans les deux cas peut être liée à la conductivité thermique des mélanges. La conductivité thermique croît avec l'augmentation de la quantité d'huile comme polluant des sédiments. La conductivité thermique des particules des sédiments est plus élevée en comparaison à celle de l'eau, de l'huile et de l'air. D'autre part, la conductivité thermique de l'huile est plus élevée que celle de l'air. Par conséquent l'énergie thermique est transférée à l'air ambiant plus rapidement dans le cas des sédiments pollués avec des hydrocarbures. Dans le cas de faible pollution (2 %), une grande partie de l'énergie thermique est absorbée par l'huile. Par conséquent l'évaporation d'huile est plus importante (71 %). Par contre, dans le cas d'une pollution plus importante (4 %), une grande partie de l'énergie thermique est transférée aux sédiments par conduction et par conséquent l'évaporation de l'huile est plus faible (66 %).

Pour déterminer de la teneur en eau des sédiments contaminés par l'huile, nous avons utilisé la relation (2).

$$w\% = (1+mn)\frac{W_t}{W_d} - (1+n) \qquad (2)$$

avec

w : teneur en eau des sédiments pollués [%],
W_t : poids humide des sédiments contaminés [kg],
W_d : poids sec des sédiments contaminés après séchage à105°C [kg],
m : taux d'évaporation de l'huile de pollution dans les sédiments,
n : taux de pollution dans le sédiment.

3.2. Limites d'Atterberg des sédiments dragués

Les limites d'Atterberg et la consistance d'un sédiment sont caractérisées par les limites de plasticité, de liquidité et l'indice de plasticité. La limite de liquidité représente la teneur en eau minimale à partir de laquelle les particules des sédiments peuvent couler sous leurs poids. La limite de plasticité représente la teneur en eau

minimale à partir de laquelle les sédiments peuvent mouler sans faire apparaître de fissures. Les limites d'Atterberg sont très largement utilisés dans le domaine de génie géotechnique pour l'identification, la description et la classification des sols et sédiments.

Les résultats obtenus dans nos séries d'essai montrent que les limites d'Atterberg diminuent avec l'augmentation du pourcentages de contamination par l'huile. Le tableau VI résume les variations des ces limites pour les sédiments étudiés.

Tableau VI: Limites d'Atterberg pour les sédiments étudiés

	Limite de plasticité (%)	Limite de liquidité (%)	L'indice de plasticité (%)
Sédiments	34,2	67,1	32,9
Sédiments + 2 % d'huile	33,3	65,4	32,1
Sédiments + 4 % d'huile	32,1	63,7	31,6

Cette réduction des limites d'Atterberg peut s'expliquer par l'interaction des particules d'eau avec les sédiments pollués. Les molécules d'eau sont polaires et sont donc influencées par les charges négatives des argiles contenues dans les sédiments et les charges positives des cations en double couche. La force d'attraction entre l'eau et l'argile diminue avec l'augmentation de la distance entre elles. Cet état d'eau autour des particules d'argile donne la propriété plastique aux sédiments. L'huile utilisée dans notre étude est un liquide non-polaire. Les mélanges ont été préparés avec des sédiments sec. Lors de la préparation du mélange, l'huile est uniformément distribuée dans les sédiments. Ainsi, les molécules d'huile rentrent en contact avec les particules sèches des sédiments et les entourent ce qui peut réduire les réactions et les effets de l'eau sur les particules des sédiments. Par conséquent, l'épaisseur de la double-couche est réduite ce qui entraîne une diminution des limites d'Atterberg.

3.3. Effet des liants et l'huile de moteur sur le compactage

L'effet des stabilisateurs sur la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale des sédiments avec et sans hydrocarbures a été examiné. L'étude Proctor est nécessaire pour les sédiments utilisés dans le domaine routier. Le principe consiste à compacter le sédiment à différentes humidités selon un processus et une énergie conventionnelle. Pour chaque valeur de teneur en eau, on mesure la masse volumique sèche du sédiment et on établit la relation expérimentale entre cette masse et sa teneur en eau. A partir de cette dernière, il est possible de déterminer les caractéristiques Proctor (densité sèche maximale et teneur en eau optimale) du matériau étudié (AFNOR NF P 94-051).

3.3.1. Cas des sédiments sans hydrocarbures

La teneur en eau optimale des sédiments sans liants hydraulique est d'environ 27 %. L'effet des liants sur la teneur en eau optimale et la densité sèche dépend de la nature des sédiments et des liants utilisés. Tout d'abord, les masses des différents liants à ajouter sont déterminées par rapport à la masse totale des constituants secs (y compris les liants). Le tableau VII présente les proportions des liants utilisés.

La figure 2 montre que l'augmentation des liants dans les sédiments entraîne un accroissement de la teneur en eau optimale et une diminution de la densité sèche. En effet, les caractéristiques des sédiments compactés dépendent de la granulomé-

trie, de la densité des grains des sédiments et des liants ajoutées. D'autre part, l'augmentation de la teneur en eau avec l'ajout des liants dans les sédiments dragués résulte de l'attractivité de l'eau par les liants. Ceci s'explique par une augmentation de la surface spécifique des particules du mélange par rapport aux sédiments de référence due à l'ajout des matières fines. En effet, des liants augmentent la taille de particules floculées et le coefficient de frottement ce qui pénalise l'arrangement des grains lors du compactage et entraîne ainsi l'aplatissement des courbes des essais Proctor. D'autre part, le regroupement des particules de sédiments peut expliquer la diminution de la densité sèche des sédiments.

Tableau VII: Pourcentages des mélanges de liants utilisés dans le cas des sédiments sans présence d'hydrocarbures

Série	Ciment (%)	Cendre volante (%)	Chaux (%)	Fumée de silice (%)
1	2	2	2	0
2	2	2	2	1
3	0	2	2	1
4	4	2	2	0
5	4	2	2	1

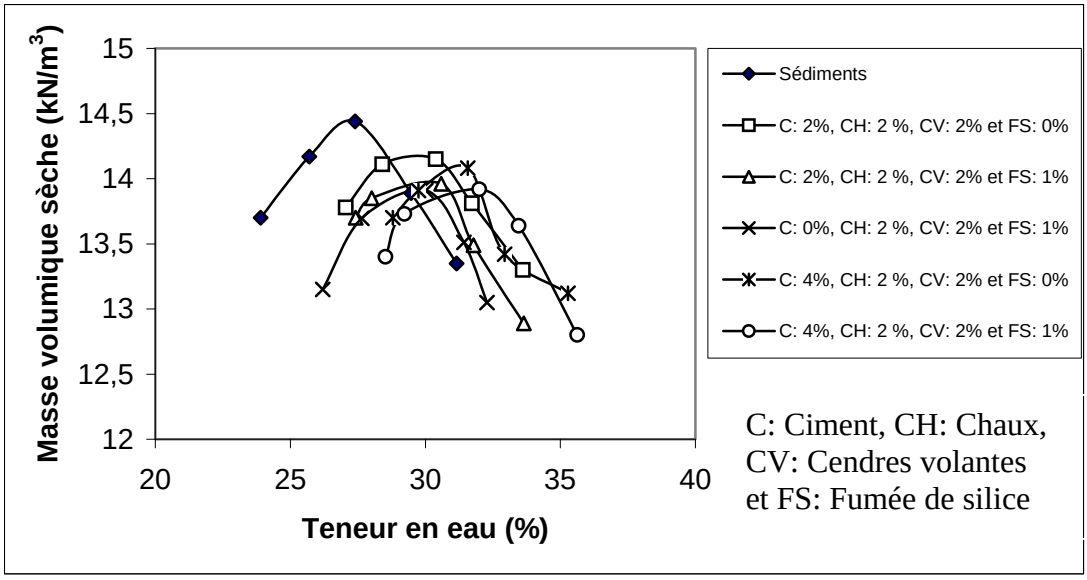


Figure 2: Essai Poroctor Normal des sédiments avec et sans liants

3.3.1. Cas les sédiments avec des hydrocarbures

Le tableau VIII présente les pourcentages des liants et de l'huile utilisée. Comme précédemment, l'addition des liants dans des sédiments pollués augmente la valeur de la teneur en eau optimale et au contraire, diminue la valeur de la densité sèche maximale des sédiments pollués. Compte tenu des figures 3 et 4, on constate que l'ajout de polluant dans les sédiments dragués modifie la teneur en eau optimale et la masse volumique maximale. En effet l'addition d'une huile de moteur augmente la densité sèche maximale et diminue la teneur en eau optimale des sédiments dragués. Ce phénomène peut s'expliquer d'abord par la diminution du frottement entre les particules des sédiments et ensuite par le rapprochement des particules des sédiments entourées par un film de particules des hydrocarbures sous l'action du com-

pactage. En effet les hydrocarbures dans les sédiments ont un rôle d'un excellent lubrifiant, par conséquent, une faible teneur en eau est nécessaire pour arriver à la densité sèche maximale.

Tableau VIII: Pourcentages des mélange de liants utilisés dans le cas des sédiments pollués

Série	Ciment (%)	Cendre volante (%)	Chaux (%)	Fumée de silice (%)	Huile usage de moteur (%)
6	2	2	2	0	2
7	2	2	2	1	2
8	0	2	2	1	2
9	4	2	2	0	2
10	4	2	2	1	2
11	2	2	2	0	4
12	2	2	2	1	4
13	0	2	2	1	4
14	4	2	2	0	4
15	4	2	2	1	4

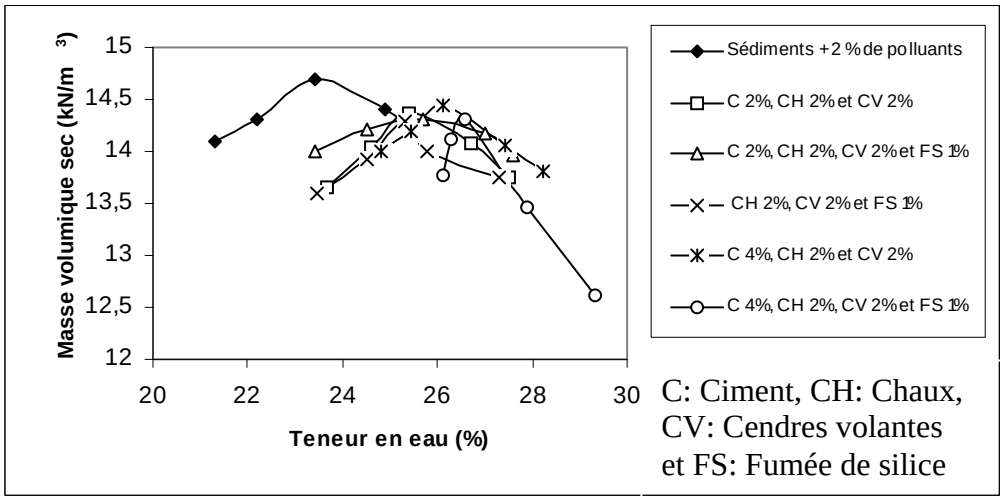


Figure 3: Essai Proctor normal des sédiments avec et sans liants, pollués à 2 %

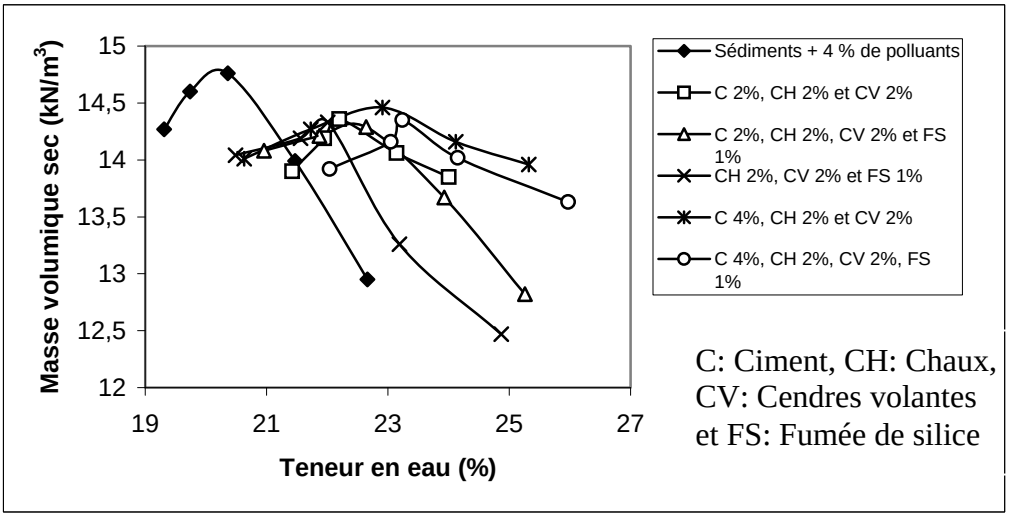


Figure 4: Essai Proctor normal des sédiments avec et sans liants, pollués à 4 %

4. Conclusions:

Cette étude préliminaire sur l'effet de la présence d'un polluant type hydrocarbure dans des sédiments de dragage a montré les points suivants :

1- Une augmentation du dosage en huile dans les sédiments diminue le pourcentage d'évaporation des molécules d'huile. Cette diminution peut s'expliquer par l'augmentation de la conductivité thermique les particules des sédiments et molécules d'huile.

2- Les résultats obtenue dans cette étude montrent que les limites d'Atterberg diminuent avec l'augmentation du pourcentages de dosage en huile.

3- L'ajout des liants dans les sédiments entraîne un accroissement de la teneur en eau optimale et une diminution de la densité sèche maximale.

4- La présence de l'huile de moteur dans les sédiments augmente la densité sèche maximale et diminue la teneur en eau optimale des sédiments dragués.

L'effet de la présence d'un polluant type hydrocarbure dans les sédiments entraîne une modification notable de ses paramètres géotechniques ce qui affecte leur comportement mécanique lors de leur utilisation éventuelle en technique de construction routière.

Référence bibliographiques:

Al-Ansary S. M., A., Al-Tabbaa, (2007) Stabilization /solidification of synthetic petroleum drill cutting, Journal of Hazardous Materials, Vol.141, pp.410-421

Chew, S.H., A.H.M. Kamruzzaman, F.H. Lee (2004) Physicochemical and Engineering Behaviour of Cement treated clays, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.130, No.7, pp.696-706

Das, B.M. (1994) Principle of Geotechnical Engineering, 3 ème Edition , PWS Publishing Company. 436 pp

Fine, P., E. R., Graber, B., Yaron, (1997) Soil interactions with petroleum hydrocarbons: abiotic processes, Soil Technology, Vol.10, pp.133-153

Khamechiyan, M., A.H. Charkhabi M. Tajik (2007) Effects of crude oil contamination on geotechnical properties of clayey and sandy soils, Engineering Geology, Vol.89, pp.220-229.

Tajik, M., (2004) Assessment of Geoenvironmental effect of oietroleum pollution on coastal sediment of Bushehr province-Iran, Mémoire de DEA, Université de Trabiat Modares,Iran, 97p.

Shin, E.C., B. M., Das, (2001), Bearing capacity of unsaturated oil-contaminated sand, International Journal of Offshore and Polar Engineering, 11(3), pp.220-227

DEPLACEMENTS D'UN BARRAGE SOUS L'EFFET DES VARIATIONS DE TEMPERATURES ET DE LA RETENUE

Céline BOURDEAU[1], Daniel BILLAUX[2] et Ahmed. CHRAIBI[3]
[1] *Itasca Consultants S.A.S*
[2] *Itasca Consultants S.A.S*
[3] *INGEMA*

RESUME Haut de 132,5 m et long de 285 m en crête, le barrage de Bin El Ouidane était destiné à l'irrigation et à la production d'énergie. Ce barrage voûte s'appuie sur un massif calcaire dans un verrou à parois très abruptes. Un modèle numérique du système "barrage + fondation" a été développé à l'aide du code de calcul par différences finies *FLAC^{3D}*. Nous avons simulé le 1er remplissage du barrage (1952-1956) ainsi qu'une période plus récente (1998-2004) en tenant compte de l'historique des niveaux d'eau dans le réservoir, des pressions hydrauliques dans la fondation et des variations saisonnières des températures.

1 Introduction

Le contexte hydrogéologique du Maroc se caractérise par de fortes irrégularités dans les distributions spatiales et temporelles des précipitations. Celles-ci ont entraîné des sécheresses prononcées dans la majeure partie du pays, notamment durant les années 1944-1945, 1980-1985, 1991-1995 et 1998-2002. Pour faire face à cette situation et supporter le développement économique du pays, les autorités ont entrepris la construction de plusieurs barrages destinés à la collecte des eaux de pluie des saisons humides et à leur redistribution lors des saisons sèches.
Le barrage de Bin El Ouidane, construit entre les années 1948 et 1952, près de la ville de Beni Mellal (Haut Atlas), dans la partie étroite du fleuve El Abid, est l'un des 110 grands barrages aujourd'hui en opération au Maroc (Fig. 1). Destiné à l'irrigation des terrains ainsi qu'à la production d'énergie (287 Gwh/an environ), ce barrage a permis le développement de l'agriculture (production de lait et de sucre) dans une surface de 69500 ha le long de la plaine Tadla (entre le Haut Atlas et le Plateau des Phosphates). De plus, son réservoir, long de 20 km et de volume égal à 1500.10^6 m^3, est devenu un lieu attractif pour la pêche.
D'un point de vue climatique, le barrage de Bin El Ouidane est situé dans le bassin versant de Oum Er-R'bia où le taux de précipitations est de 550 mm/an, les températures varient entre 10°C et 40°C au cours de l'année, et l'évaporation annuelle est de 2000 mm avec un pic en juillet et en août pouvant atteindre 300 mm/mois. Ce barrage peut donc être soumis à de fortes variations de températures ainsi qu'à des variations du niveau d'eau dans la retenue pouvant altérer son comportement.
Dans cet article, nous présentons les résultats d'une étude thermo-hydro-mécanique du comportement du barrage depuis sa construction. L'objectif de ce travail était de créer un outil de diagnostic permettant de prédire le comportement futur du barrage pour comparaison avec les mesures instrumentales. Des écarts significatifs entre les prédictions numériques et les mesures instrumentales permettront de détecter des évolutions futures anormales du comportement du barrage. La première partie de cet article est consacrée à une brève description des caractéristiques du barrage et du massif rocheux. Puis, la méthodologie utilisée pour calibrer le modèle avec le code de calcul par différences finies en trois dimensions *FLAC^{3D}* (Itasca, 2005) est présen-

tée. Enfin, nous concluons par une discussion des principaux résultats en termes de déplacements du barrage.

Figure 1: Photo de la face aval du barrage de Bin El Ouidane (source: INGEMA).

2 Description des caractéristiques du barrage et du massif rocheux

Le barrage de Bin El Ouidane est un barrage voûte de 132,5 m de haut, long de 285 m en crête. Ce barrage s'appuie sur un massif calcaire dans un verrou à parois très abruptes (versant quasi-vertical sur le flanc gauche et de pente 45° sur le flanc droit). La Fig. 2 montre que sous la zone de calcaire massif se trouve une couche de 4 à 8 m d'épaisseur de marnes livides, ainsi qu'une nouvelle série de calcaire massif. Au-dessous, cette série s'enrichit progressivement en bancs marneux, jusqu'à atteindre, 30 m sous la base du barrage, une couche de 150 m de marnes rouges imperméables présentant des traces de gypse. Cette dernière assure l'étanchéité du réservoir (Jaeger 1958). Des mesures de terrain ont montré que le flanc gauche du barrage comporte de nombreuses failles et joints alors que le flanc droit est sain et compact (Jaeger 1958).

Le barrage de Bin El Ouidane est composé de 19 plots de béton d'épaisseur comprise entre 13 et 14 m. Ces plots ont été clavés pour rendre la voûte monolithique.

Lors de la construction du barrage, des instruments ont été installés sur le barrage lui-même ainsi que sur les berges. Ces instruments, encore utilisés aujourd'hui, comprennent des appareils géodésiques qui mesurent les déplacements absolus de la face aval du barrage et du massif rocheux, 3 pendules directs qui mesurent les déplacements relatifs du couronnement par rapport à la base du barrage, et 179 cordes vibrantes qui mesurent les déformations et les contraintes dans le barrage et vérifient que son comportement est élastique. Des piézomètres fournissent des informations sur les pressions hydrostatiques dans la fondation. En 1998, 2 pendules inverses sont venus s'ajouter au système de surveillance.

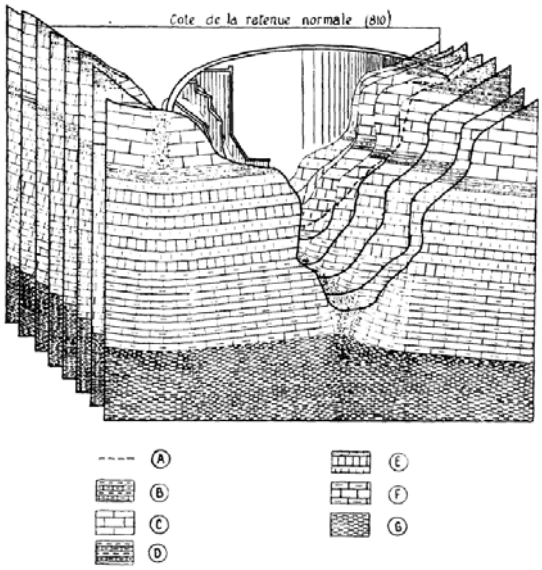


Figure 2: Coupes géologiques à l'emplacement du barrage (source: Jaeger, 1958). A : trace du parement aval; B: marnes livides; C: massif calcaire supérieur; D: marnes limites; E: massif calcaire inférieur; F: marno-calcaires inférieurs; G: marnes rouges à gypse.

3 Méthode

Des simulations thermo-hydro-mécaniques ont été réalisées avec *FLAC^{3D}* en tenant compte des pressions mécaniques exercées par l'eau du réservoir sur la fondation et sur la face amont du barrage. Les changements de pressions interstitielles induits par une montée ou une baisse du niveau d'eau dans la retenue ne sont pas calculés directement par le code. Pour une valeur donnée du niveau d'eau dans le réservoir, un champ de pressions interstitielles simplifié a été calculé et imposé. Les paragraphes suivants décrivent brièvement les 4 étapes principales de la simulation.

Création d'un maillage représentatif de la masse rocheuse

Pour éviter, dans la zone d'intérêt (le barrage et les berges), des phénomènes non-physiques pouvant être induits par les conditions aux limites, le modèle de la masse rocheuse est large de 900 m environ dans la direction perpendiculaire à l'axe de la vallée, long de 300 m côté amont et de près de 1 km côté aval et profond de près de 150 m sous la base du barrage. Ce modèle est représenté dans la Fig. 3 avec le barrage.

Définition des propriétés de la fondation et mise en place des conditions aux limites et des conditions initiales

La fondation est supposée élastique. Ses propriétés sont rassemblées dans le Tableau 1. Pour des raisons de cohérence avec les observations de terrain (Jaeger, 1958), nous avons attribué aux calcaires du flanc gauche un module de Young plus faible qu'à ceux du flanc droit.
Les déplacements normaux sont interdits sur les frontières du modèle. La température est fixée partout à la température moyenne annuelle (19°C) et les pressions in-

terstitielles sont initialisées dans la roche selon un profil de pression réaliste: l'eau est considérée comme affleurante en fond de vallée, avec une nappe dont la cote augmente légèrement en fonction de l'altitude de la surface du sol.
A partir d'un champ de contraintes approximatif, un calcul mécanique seul est réalisé pour porter le modèle à l'équilibre sous l'effet de la gravité et sans barrage.

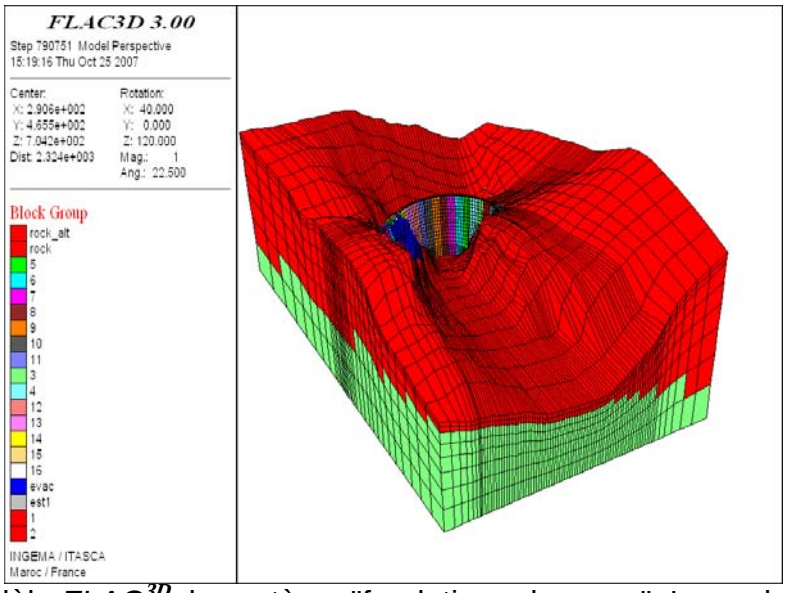


Figure 3: Modèle *FLAC*^{3D} du système "fondation + barrage". Les calcaires sont représentés en rouge et les marnes en vert. Les 19 plots sont indiqués par des couleurs différentes.

Tableau I: Propriétés élastiques de la fondation et du béton.

	Module de Young [GPa]	Coefficient de Poisson	Masse volumique [kg/m^3]
Calcaire du flanc gauche	5	0,3	2500
Calcaire du flanc droit	25	0,3	2500
Marnes	5	0,25	2000
Béton	25	0,18	2400

4 Construction du barrage

Le barrage est composé de 19 plots montés indépendamment les uns des autres. Après une période de quelques mois permettant au béton de refroidir, des injections de clavage sont réalisées entre les plots pour rendre la voûte monolithique: il s'agit là d'une méthode standard qui assure un bon transfert de contraintes vers la fondation. Le modèle numérique simule ce processus d'une manière simplifiée.
Un champ de contraintes initial est calculé dans les 19 plots sous l'effet de la gravité. La température dans le barrage est alors initialisée à 40°C et un calcul thermique permet de reproduire, dans les plots, l'évolution des températures pendant la période avant clavage. Le clavage est alors reproduit numériquement en appliquant une pression mécanique entre les plots jusqu'à atteindre la pression de 5 bars ou un déplacement entre les plots de l'ordre de 1 mm. A la fin de cette phase, le modèle est porté à l'équilibre mécanique. Dans la réalité, le clavage est effectué progressive-

ment et quasiment en même temps que la montée de la retenue alors que dans le modèle, le clavage intervient avant la montée de la retenue.

Les propriétés élastiques du béton sont rassemblées dans le tableau 1 et ses propriétés de résistance au cisaillement et thermiques sont résumées dans le tableau II ci-dessous.

Tableau II: Propriétés de résistance au cisaillement et thermiques du béton.

	Cohésion. [MPa]	Angle de frottement [°]	Conductivité thermique [kcal/(m °C)]	Chaleur spécifique [kcal/(kg °C)]	Coefficient d'expansion thermique. [/°C]	Coefficient de transfert de chaleur convective entre le béton et l'air ou l'eau [W °C/m²]
Béton	7	30	2	0,22	$0,75*10^{-5}$	200

5 Analyse du comportement du barrage sous l'effet de chargements thermiques et hydrauliques

La courbe noire de la Fig. 4 donne les températures mensuelles moyennes de l'air utilisées dans cette étude. La partie non immergée de la face amont du barrage est soumise à une sur-température de + 3°C en hiver et de + 10°C en été car elle est exposée au sud (courbe grise). Du côté amont du barrage, les points situés entre 0 et 20 m sous le niveau de la retenue sont à une température intermédiaire entre la température de l'air (Fig. 4) et la température de l'eau (13°C).

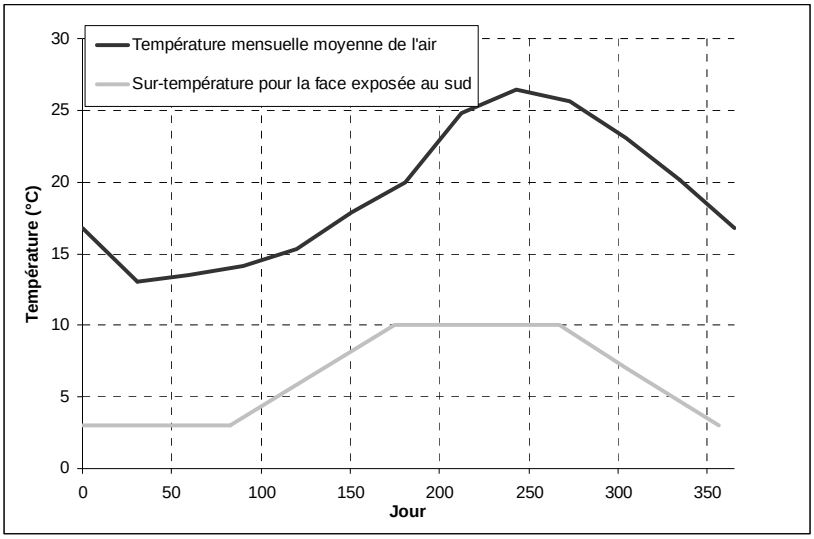


Figure 4 : Températures mensuelles moyennes.

La Figure 5 donne l'historique des niveaux d'eau dans la retenue de janvier 1952 à juillet 1956 (courbe grise) d'une part, et de septembre 1998 à août 2004 (courbe noire) d'autre part. Dans l'intervalle entre ces deux périodes, les données étant incomplètes, elles n'ont pas été utilisées.
Pour un jeu donné de paramètres (niveau d'eau dans la retenue - Fig. 5 - et température de l'air - Fig. 4) correspondant à un moment donné, la réponse du barrage à la sollicitation en pression et en température est évaluée au moyen d'historiques des déplacements relatifs radiaux et tangentiels. Puis elle est comparée aux mesures de

déplacements des pendules pendant les premières années de la mise en service du barrage ainsi que sur la période 1998-2004 (Jaeger, 1958).

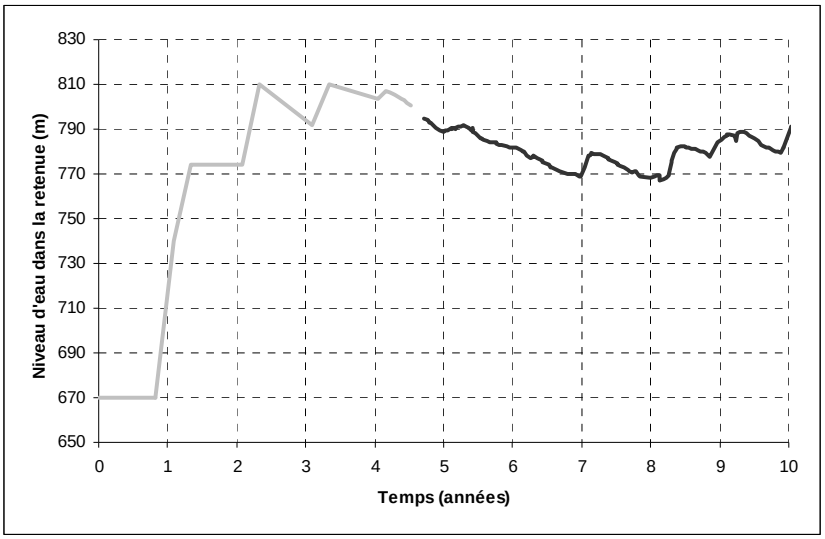


Figure 5 : Niveau d'eau dans la retenue entre janvier 1952 (temps = 0) et juillet 1956 (courbe grise) d'une part, et entre septembre 1998 (temps = 4.7) et août 2004 (courbe noire) d'autre part. Pour permettre la superposition de ces deux courbes sur un même graphique, nous avons supposé arbitrairement que temps = 4.0 correspondait à janvier 1998.

Dans les figures suivantes, les déplacements relatifs simulés radiaux et tangentiels d'un plot particulier (le plot n°6 situé au milieu du barrage) par rapport à la fondation sont représentés en bleu foncé et en rouge respectivement alors que les déplacements radiaux et tangentiels mesurés sont colorés en bleu clair et en orange (quand disponibles). La convention de signe adoptée est la suivante: un déplacement vers l'amont (l'aval) est positif (négatif).

6 Résultats

Calage du comportement du barrage entre 1952 et 1956

La Fig. 6 donne les déplacements relatifs simulés et mesurés au sommet du plot n° 6 entre janvier 1952 et juillet 1956. Cette figure montre que des déplacements radiaux significatifs commencent à se développer vers l'aval en novembre 1952 (temps = 0,8) et qu'ils durent jusqu'en mars 1953 (temps = 1,3) approximativement. Ces déplacements sont liés à la première mise en eau du réservoir. Pendant cette période, les effets thermiques ne jouent qu'un rôle mineur dans le comportement global du barrage. Entre mars 1953 et février 1954 (temps = 2,2), le niveau d'eau dans la retenue est constant et le comportement du barrage est alors totalement contrôlé par les variations saisonnières de température: lorsque le barrage se réchauffe (été), l'expansion du béton entraîne un déplacement global du barrage vers l'amont; au contraire, lorsque le barrage se refroidit (hiver), sa diminution de volume est responsable d'un déplacement global du barrage vers l'aval. A partir de février 1954, le comportement global du barrage devient beaucoup plus complexe car il est contrôlé à la fois par les variations de température, et les montées et les baisses du niveau d'eau dans la retenue.

Les déplacements radiaux simulés et mesurés sont très similaires entre janvier 1952 (temps = 0) et mars 1954 (temps = 2,4) à condition d'appliquer une correction aux résultats de FLAC^{3D} (cette correction se justifie par le fait que la "référence zéro" en temps pour les déplacements simulés n'est pas connue). En novembre 1954 (temps = 2,8), les déplacements radiaux modélisés sont plus grands d'environ 8 mm que les déplacements mesurés. Cependant, la fiabilité des mesures à cette période peut être remise en question car entre l'été 1954 et novembre 1954, l'amplitude des déplacements est étonnamment faible. Enfin, les déplacements tangentiels simulés sont très largement inférieurs aux déplacements radiaux simulés.

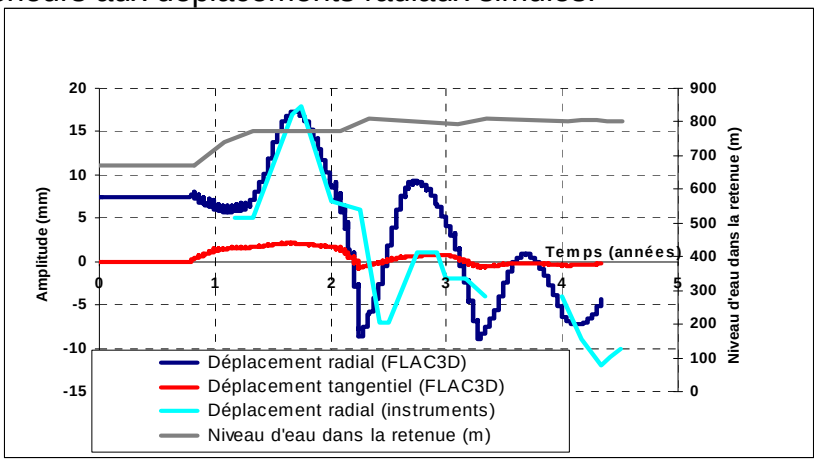


Figure 6 : Déplacements relatifs radiaux (courbes bleues) et tangentiel (courbe rouge) au sommet du plot n°6.

Etude du comportement du barrage entre 1998 et 2004

Nous avons également comparé les déplacements relatifs simulés et mesurés en deux points du plot n°6 (sommet et aux deux tiers de la hauteur du plot) entre 1998 et 2004: les résultats sont présentés dans la Fig. 7 et la Fig. 8 respectivement. Ces figures reprennent les codes couleurs et la convention de signe adoptés dans le paragraphe précédent. La Fig. 7 et la Fig. 8 montrent que les déplacements radiaux simulés sont parfaitement en accord avec les déplacements radiaux mesurés. Si l'on met de côté quelques pics peu réalistes très étroits et de très grande amplitude dans les mesures, l'écart entre les courbes issues de l'instrumentation et de la modélisation numérique n'est que de 3 mm. Les déplacements tangentiels sont là encore négligeables devant les déplacements radiaux.

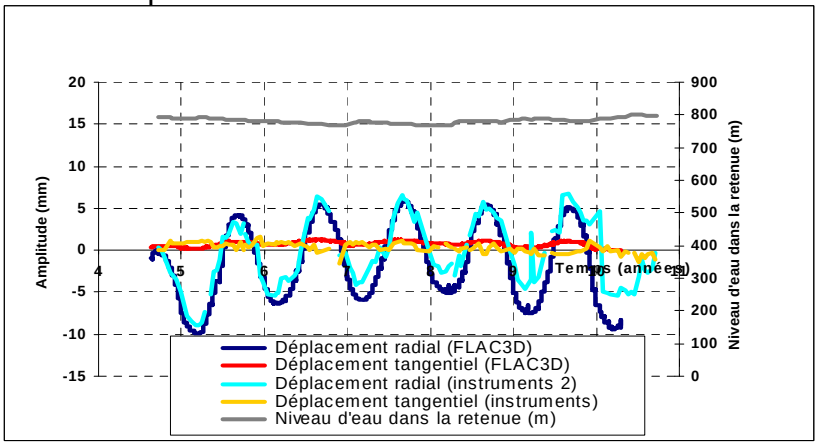


Figure 7 : Déplacements relatifs radiaux (courbes bleues) et tangentiels (courbes rouge et orange) au sommet du plot n°6.

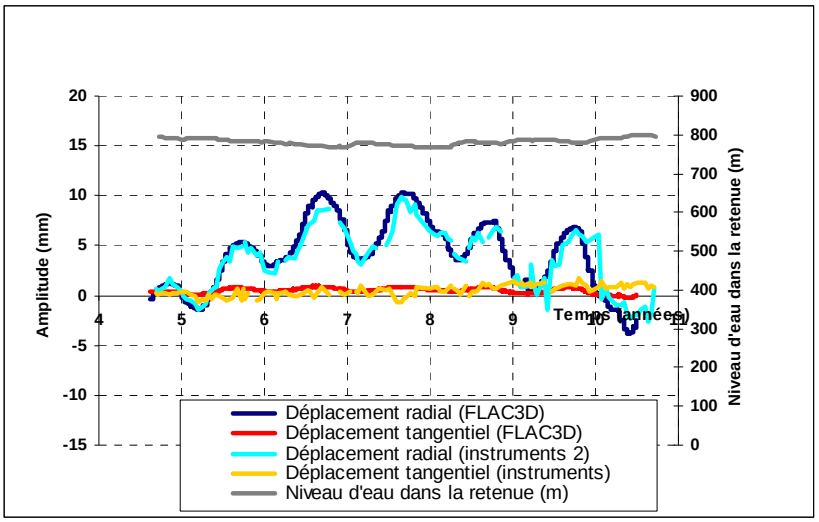


Figure 8 : Déplacements relatifs radiaux (courbes bleues) et tangentiels (courbes rouge et orange) d'un point situé à la cote 770 m dans le plot n°6.

7 Conclusions

Le modèle présenté dans cet article a été calé en utilisant les mesures instrumentales disponibles depuis la construction du barrage. Ce modèle a depuis lors été installé sur le site du barrage et il est systématiquement utilisé pour comparaison avec les mesures instrumentales. L'évaluation de la sécurité du barrage a considérablement progressé depuis la mise en application de ce modèle déterministe il y a un an. Il est prévu de réviser le calage du modèle après 2 à 3 ans d'utilisation pour apporter quelques ajustements si nécessaire.

8 Remerciements

Les auteurs souhaitent remercier l'ONE pour son autorisation à publier ces résultats.

9 Bibliographie

Itasca, 2005. *FLAC*^{3D} manual. – Theory and Background. Minneapolis

Jaeger M., 1958. Déformations du barrage de Bin El Ouidane. *Sixième Congrès des Grands Barrages*, New York, 1958, p. 81-96.

UTILISATION DE MATERIAUX ARGILEUX EN REMBLAI DANS UNE ZONE INONDABLE A MONTOIRE (41)

USE OF CLAY FOR AN EMBANKMENT IN A FLOOD AREA (MONTOIRE, LOIR-ET-CHER, FRANCE)

Yasmina BOUSSAFIR[(1)], Charline TISSIER[(2)]
1 Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées (LRPC) de Blois, France
2 Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées (LRPC) de Blois, France

RÉSUMÉ – La déviation de Montoire traverse le Loir dans une zone inondable. Initialement le projet prévoyait des remblais en matériaux insensibles à l'eau. Un changement de stratégie basé sur des études de laboratoire a permis d'économiser ces ressources en utilisant des argiles traitées à la chaux. Le remblai a été instrumenté avec des sondes de teneurs en eau pour suivre son évolution.

ABSTRACT – The Montoire by-pass crosses the river Loir in a flooded zone. Initially the embankment was planned to be built in insensitive materials. A change of strategy based on laboratory studies allowed to save these resources by using clays treated with lime. The embankment has been equipped with moisture content probes to follow its evolution.

1. Introduction

En 2005, le LRPC de Blois a participé à la conception d'un remblai situé en zone inondable, en assistant le Conseil Général du Loir et Cher, maître d'ouvrage, sur le choix des matériaux à mettre en oeuvre. Suite à cette intervention, le laboratoire a proposé un suivi particulier des travaux, notamment par la mise en place d'une instrumentation pour mesurer l'évolution des teneurs en eau dans le temps au sein du remblai routier, plus particulièrement avant et après les périodes d'inondations.

Le principe du projet était de réaliser simultanément deux déviations afin de réemployer les matériaux de déblai de la déviation de Vendôme pour réaliser les remblais de la déviation de Montoire. L'intérêt était double :

- s'inscrire dans une démarche de développement durable en limitant l'utilisation de matériaux « nobles » (80 000 m^3) pour la déviation de Montoire,
- éviter de mettre en dépôts les excédents de chantier de la déviation de Vendôme
- réaliser des économies d'échelle (économie estimée à 1,2 millions d'euros)

Cette démarche s'est accompagnée d'une réflexion importante de la part du chef de projet (le service études et travaux neufs du Conseil Général 41) avec des études spécifiques. En effet, les déblais excédentaires de la déviation de Vendôme étaient majoritairement constitués d'argile à silex et de limon. Le LRPC de Blois a été sollicité pour réaliser une étude de traitement à la chaux vive sur les matériaux des déblais de Vendôme afin de vérifier que leur utilisation était compatible avec un réemploi en remblai en zone inondable à Montoire.

2. Caractérisation des matériaux en déblai

Le déblai de la déviation de Vendôme est relativement hétérogène (figure 1), et composés de plusieurs familles d'argiles à silex (biefs à silex) datant du Tertiaire surmontées d'une couche de limons ocre d'âge Quaternaire.

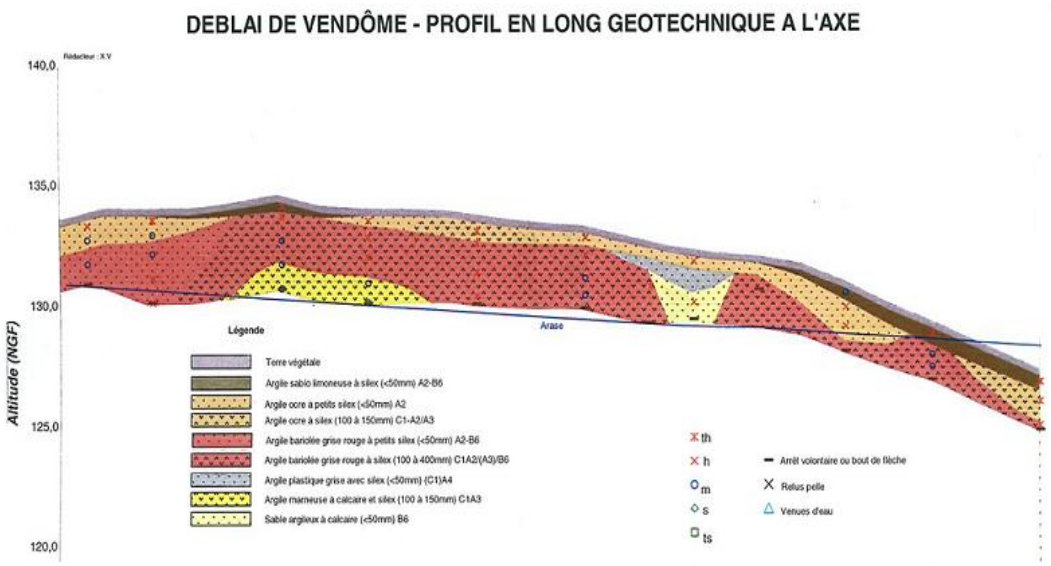


Figure 1 : Profil géotechnique du tronçon 1 (source VALERIAN)

Les types de sols rencontrés sont : des argiles sableuses à silex, des argiles plastiques, des argiles à silex (bariolées), des limons plus ou moins enrichis en silex. Ces sols ont été regroupés en 2 familles : les limons ocres +/- argileux à silex, et les argiles bariolées rouge grises à silex.

2.1. Les limons ocres à silex

Classés globalement C_1A_2, leurs caractéristiques moyennes sont les suivantes :
- Dmax = 63 à 100 mm
- < 80µm = 41,9 à 63,1 %
- VBS = 2,61 à 3,83 g bleu/100g sol
- ρd_{OPN} = 1,82 et 1,96 t/m3
- W_{OPN} = 15,5 et 11,6 %

2.2. Les argiles bariolées à silex

les caractéristiques moyennes de ces matériaux sont :
- Dmax = 200 mm
- < 80µm = 25,5 à 67,5 %
- VBS = 2,29 à 5,57 g bleu/100g sol
- ρd_{OPN} = 1,69 t/m3
- W_{OPN} = 19,0 %

Ceci permet de considérer les sols comme globalement classés en C_1A_2 et C_1B_6 au sens de la norme NF P11-300 [1].

Le traitement des argiles bariolées à la chaux vive a permis de montrer que l'action de la chaux n'était pas réversible après immersion des matériaux traités pendant 4 jours (NF P94-078 [2]), en se basant sur les mesures des Indices Portants Immédiats et les indices CBR après immersion.

3. Réalisation des travaux

3.1. Le traitement des matériaux au déblai

Le traitement à la chaux vive a été un traitement rustique pour tenir compte de la taille des silex (jusqu'à 200mm). Bien que rustique, la qualité du traitement réalisée par l'entreprise VALERIAN a été très satisfaisante. En effet, le rythme du chantier a été très dépendant du rythme du transport des matériaux entre Vendôme et Montoire, ce qui permettait aux équipes au déblai de respecter la méthodologie proposée par l'entreprise, validée sur une planche de convenance par le maître d'œuvre (SETN Nord du Conseil Général 41) et le LRPC de Blois, contrôle extérieur des travaux.

Figures 2, 3 et 4 : Passage de la charrue, reprise au coin de lame, vue du matériau après traitement

La méthode était basée sur :

- l'épandage de la chaux, à raison de 6,3 kg/m2 en moyenne (correspondant à 1% du poids volumique sec)
- 4 passages de charrue à soc (figure 2),
- 4 passes en coin de lame du bouteur (figure 3 et 4),
- La fermeture ou la reprise en cordon pour stockage provisoire.

Une fois traités, les matériaux étaient repris et transportés par camion jusqu'au remblai de Montoire.

3.2. Description du remblai

Le remblai instrumenté (figure 5) se situe en rive gauche du Loir, entre les communes des Roches L'Évêque et Montoire sur le Loir. La hauteur du remblai est de 6m. Sa largeur à la base est de 41m, 23m au niveau de la plate-forme (soit une pente de talus de 3 de base pour 2 de haut).

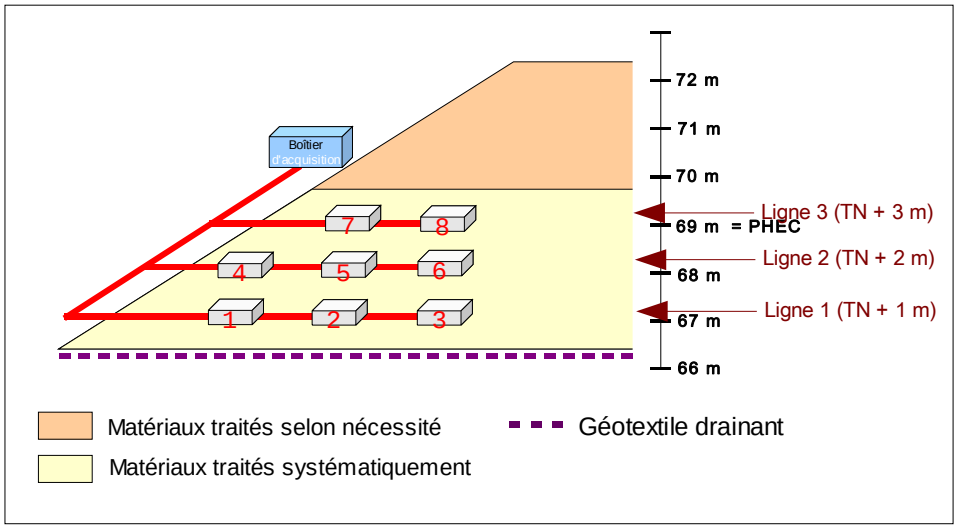


Figure 5 : Coupe transversale du remblai au droit du profil 5 (profil chantier)

La base du remblai, jusqu'à la cote des plus hautes eaux connues (NPHEC) + 0,50m, a été constituée en matériaux rendus insensibles à l'eau par l'action du traitement à la chaux vive (dosage de 1% systématique). Au-delà, le remblai a été réalisé en matériaux mis en œuvre normalement, traités en cas de besoin, lorsque leur état hydrique le nécessitait.

L'instrumentation du remblai prévoyait la pose de capteurs de teneurs en eau volumiques (sondes TDR – Time Domain Reflectometry) dont le principe repose sur la mesure de la permittivité du sol entre les guides d'onde. Ces sondes présentaient l'avantage de ne nécessiter ni source d'énergie (une fois en place) ni entretien. Trois lignes ont été installées (figures 5 à 8) avec 8 capteurs. La mesure est réalisée à l'aide d'un Multitrase émettant un signal électromagnétique et mesurant en retour le temps de propagation de l'onde, elle-même fonction de la permittivité.

Figures 6, 7 et 8 : Pose de la sonde, détail d'une tranchée, vue du boîtier de protection des câbles.

Les matériaux traités ont été compactés en énergie de compactage intense, car leur état hydrique était relativement sec.

Des teneurs en eau ont été mesurées sur le matériau mis en œuvre afin de caler les futures mesures de teneurs en eau volumiques. Les échantillons prélevés lors du compactage du remblai ont été placés dans des moules CBR et Proctor puis conservés dans une pièce à température et hygrométrie constante. En janvier 2007, deux sondages carottés (figures 9 et 10) ont aussi été réalisés.

Ces divers prélèvements d'échantillons ont permis de déterminer des teneurs en eau à différentes périodes et avec différents modes de conservation.

Figures 9 et 10 : Carottage du remblai de Montoire

4. Suivi de l'instrumentation

Plusieurs relevés ont été effectués depuis la réalisation du remblai en août 2006. La synthèse graphique des mesures a été faite ligne par ligne (figures 11 à 13). Une synthèse globale figure sur le dernier graphique (figure 14).

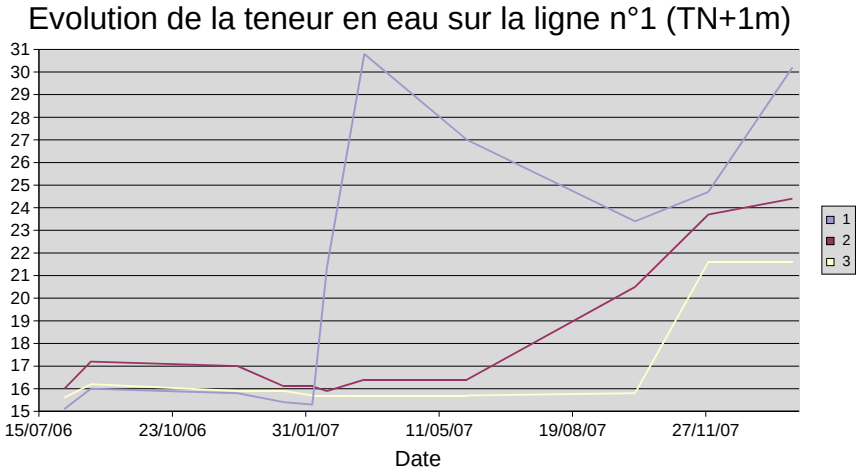


Figure 11 : La sonde 1 est la plus proche du talus, la sonde 3 la plus éloignée

La figure 11 montre que les teneurs en eau volumiques des matériaux situés le plus au bord du talus varient beaucoup: ceci est très certainement lié à l'évolution météorologique avec un pic très net à la sortie de l'hiver 2006-2007, une diminution jusqu'à la fin de l'été 2007 puis à nouveau une remontée sensible en hiver 2007-2008. Malgré ces variations, la tendance globale reste à l'augmentation moyenne des valeurs. La sonde 3, la plus protégée de l'influence climatique enregistre une légère hausse plus d'un an après la mise en œuvre.

La figure 12 montre la même tendance : une influence de la météorologie en bord de talus, qui diminue vers le centre du remblai. Des teneurs en eau mesurées sur des échantillons carottés ont permis de confirmer la tendance, à savoir un accroissement de la teneur en eau des matériaux de près de 8% six mois après leur mise en œuvre.

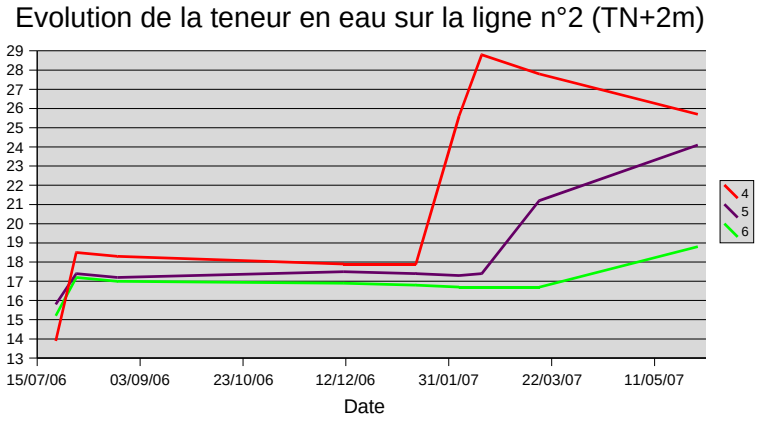


Figure 12 : La sonde 4 est la plus proche du talus, la sonde 6 la plus éloignée

La figure 13 reproduit également le même schéma, avec des amplitudes de variation encore plus fortes. Il faut préciser que jusqu'à ce jour, le remblai n'est recouvert ni par une structure de chaussée, ni par de la terre végétale sur les talus, ce qui aurait pu le protéger des infiltrations d'eau météoriques.

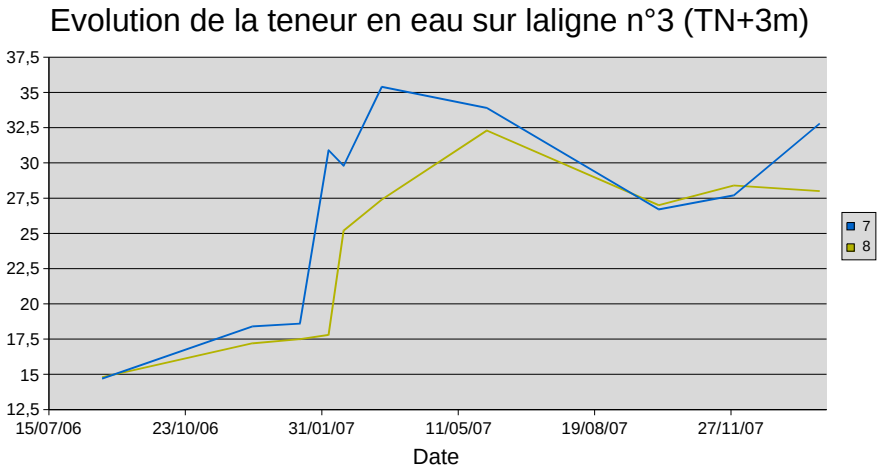


Figure 13 : La sonde 7 est la plus proche du talus, la sonde 8 la plus éloignée

Les mêmes matériaux, conservés en moules Proctor au laboratoire en atmosphère saturée, ont également vu leur teneur en eau augmenter. Il est remarquable de constater que les valeurs réelles de teneur en eau mesurées sur des échantillons ont été de :

- 15,5% à la mise en œuvre en août 2006
- 23,5% sur des matériaux carottés 6 mois après la mise en oeuvre (jan. 07)
- 27,8% sur les matériaux compactés et conservés en moule 9 mois après leur confection (avril 2007).

Les valeurs de teneur en eau pondérales sont sensiblement identiques aux ordres de grandeur trouvés par les sondes TDR, ce qui permet de valider le fonctionnement et les mesures des sondes.

La synthèse (figure 14) montre que les sondes 1,4, 7, 8 constituant un « périmètre » proche du talus, sont celles qui réagissent le plus.

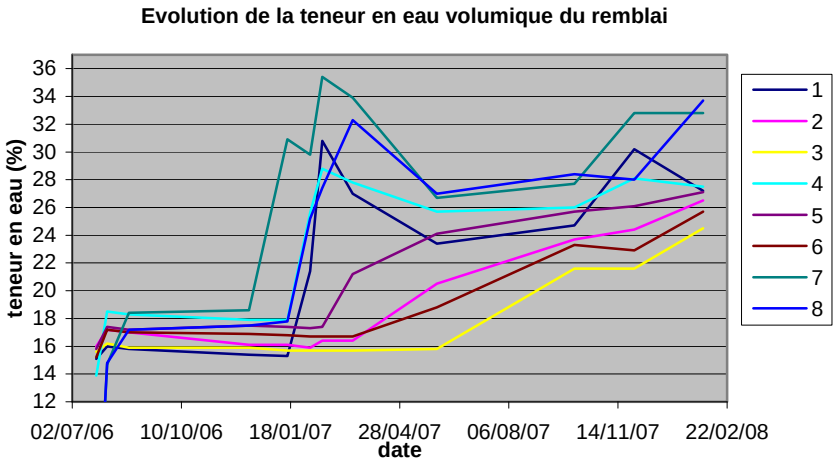


Figure 14 : Synthèse des mesures

5. Essais de caractérisation des sols

Les échantillons d'argile à silex et de limons traités à la chaux prélevés sur le chantier (compactés le jour même) et conservés en moule Proctor pendant 9 mois (figure 15) ont servi pour réaliser différents essais de caractérisation : Essai de cisaillement rectiligne direct avant et après une immersion du moule dans l'eau pendant 10 jours, et essai de compression diamétrale (figure 16).

Figures 15 et 16 : Moule Proctor et écrasement diamétral

Le tableau I ci-dessous présente les résultats du cisaillement à la boîte :

Tableau I : Résultat des essais de cisaillement rectiligne direct

	Argile à silex traitée à 1% CaO	Argile à silex+1%+ 10jours immersion	Limon à silex traité à 1% CaO	Limon à silex+1%+ 10jours immersion
Cohésion	**60**	**47**	**30**	**55**
Angle de frottement	**23**	**34**	**30**	**28**

Bien que le comportement du matériau soit influencé par la présence de petits silex (échantillon tamisé à 20mm) il est intéressant de constater les différences de comportement entre l'argile (classée A2-A3) et le limon (classé A2) après 9 mois de cure en atmosphère saturée et après les 10 jours d'immersion dans l'eau.

Avant immersion, l'argile présente une cohésion beaucoup plus forte que le limon. Par contre, après immersion, la cohésion de l'argile chute alors que celle du limon augmente. Ces observations (à confirmer et à vérifier par d'autres essais), tendraient à montrer l'influence de l'eau sur les caractéristiques intrinsèques des matériaux, et ceci avec une influence relativement importante de l'argilosité ou de la nature des argiles en place. Il se peut que le matériau limoneux développe une prise hydraulique en présence d'eau plus efficace avec 1% de chaux que l'argile, qui pourrait nécessiter plus de chaux pour voir ses caractéristiques augmenter dans le temps et avec l'influence de l'eau. Les essais en compression diamétrale ont donné quant à eux des résultats non mesurables.

Cela étant, les valeurs intrinsèques restant globalement assez élevées, rassurent pour le comportement du remblai en cas d'immersion (figure 17).

Figure17 : Vue du remblai dans son ensemble (on distingue le boîtier de mesure à gauche du remblai) le 4 février 2008.

6. Conclusion

La réalisation du remblai expérimental de Montoire a été une expérience intéressante à plusieurs titres. Tout d'abord, une action globale menée sur deux chantiers distincts a permis à la fois l'économie de ressources rares et à la fois des économies financières.

Ensuite, l'ensemble des essais et mesures réalisées dans le cadre de cette opération a permis d'enrichir la connaissance du comportement des matériaux traités à la chaux vive, en mettant en évidence la complexité de l'évaluation des caractéristiques du matériau traité, et les interrogations sur la durabilité du traitement. Sans inondation, les matériaux ont présenté une augmentation de teneur en eau très sensible malgré le traitement à la chaux vive, et ceci que ce soit in situ ou en laboratoire. Le comportement d'ensemble reste malgré tout satisfaisant.

Cette opération ouvre de nouvelles perspectives de recherche sur le sujet de la durabilité du traitement en fonction des ouvrages réalisés.

[1] AFNOR (1992) NFP 11-300 Exécution des terrassements – Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières

[2] AFNOR (1994) NFP 94-078 Sols : reconnaissance et essais - Indice CBR après immersion. Indice CBR immédiat. Indice Portant Immédiat - Mesure sur échantillon compacté dans le moule CBR.

FORME DE RADOUB N°1 (BREST) : ANALYSE DE L'OUVRAGE ANCIEN ET ETUDE DE LA PAROI MOULEE D'ELARGISSEMENT

DRY DOCK #1, BREST : ANALYSIS OF THE HISTORICAL WORK FOR THE STUDY OF THE NEW DIAPHRAGM WALL

Stéphane CURTIL[1], Laure PARNEIX[1], Hugo RAVEL[2]
1 Terrasol, Montreuil, France
2 Solétanche-Bachy, Nanterre, France (Terrasol à la période de l'étude)

RÉSUMÉ – L'élargissement de la forme de radoub n°1 de Brest est un exemple marquant d'interaction entre ouvrages neuf et ancien. L'étude, réalisée sur la base d'archives et de reconnaissances géotechniques, a permis de dimensionner le soutènement neuf en maitrisant ses impacts et ceux du chantier sur l'ouvrage historique.

ABSTRACT – The widening of the dry dock #1 in Brest is a striking example of the interaction between old and new works. The study, based on historical documents and geotechnical surveys, enabled to design the new retaining wall without damaging the old structure.

1. Introduction

La forme de radoub n°1 est la plus ancienne des trois cales sèches en activité du Port de Commerce de Brest, construite au début du 20ème siècle selon des principes adaptés aux navires en service à cette époque (coques fines, de section arrondie ou en V) et appropriés aux anciennes méthodes d'entretien où les personnels effectuaient les travaux depuis les redans situés à intervalles réguliers sur la hauteur de l'ouvrage.

Figure 1 : Vue générale de la forme de radoub n°1 avant élargissement

Les caractéristiques des navires modernes et les techniques de réparation navale ayant évolué simultanément, le travail dans la forme est devenu contraignant à partir d'un certain tonnage, avec des conditions d'exploitation difficiles et peu sécuritaires.

Ces difficultés ont conduit l'exploitant et le Maître d'Ouvrage à entreprendre l'élargissement de la cale sèche et la rénovation de son radier. Le Maître d'œuvre a choisi une solution de paroi moulée réalisée derrière le bajoyer Nord, hors de l'emprise des dispositifs d'assèchement, portant la largeur utile à plus de 30 m sur 180 m de long contre environ 20 m avant travaux. Les travaux ont été réalisés en 2006 et 2007 par un groupement d'entreprise mené par Solétanche-Bachy et Quille.

2. Analyse de l'ouvrage ancien

L'étude de l'élargissement a nécessité une très bonne connaissance de l'état actuel et du fonctionnement mécanique de l'ouvrage existant de manière à appréhender dans les meilleures conditions les interactions sol-structure intégrant un ouvrage ancien et un ouvrage neuf.

2.1. Construction de l'ouvrage ancien

La forme de radoub n°1 a été construite entre 1903 et 1908. Elle avait pour principales dimensions lors de sa construction :

- une longueur de 225 m,
- une largeur au pied des bajoyers de 25 m,
- une cote du radier - 5,5 CM (cotes marines < 1996),
- une cote du terre plein + 8,7 CM (cotes marines < 1996).

La forme a été construite dans une zone de terre-pleins gagnés sur la mer par remblaiement hydraulique entre des cordons d'enrochement. Sa structure a été mise en œuvre par havage de grands caissons rectangulaires au fond d'une fouille isolée de la mer par un batardeau. Ces caissons, descendus par excavation depuis leur chambre de havage, ont été légèrement encastrés dans le substratum de manière à former une enceinte à l'intérieur de laquelle on pouvait procéder en sécurité au déblaiement et à la construction du radier, puis des maçonneries en élévation des bajoyers. La Figure 2 montre le principe de ce havage et la structure des caissons maçonnés visibles sur la photographie d'archives.

Les bajoyers de l'ouvrage, épais de 7 m à la base à environ 2 m au couronnement, sont fondés sur ces caissons en maçonnerie.

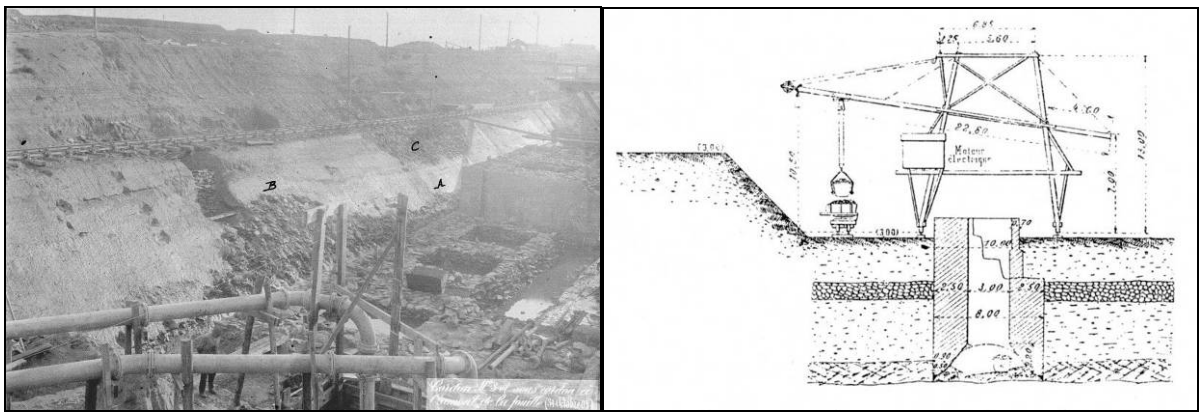


Figure 2 : Havage des puits maçonnés pour la construction des bajoyers

Le radier de 3,5 m d'épaisseur en section courante et 2,75 m près de la porte est de section pleine. La Figure 3 montre une coupe type historique de l'ouvrage. On y distingue à gauche le bajoyer Sud et son aqueduc de pompage et à droite le bajoyer Nord. La structure des caissons est visible dans le profil des bajoyers après leur rescindement pour réaliser les redans.

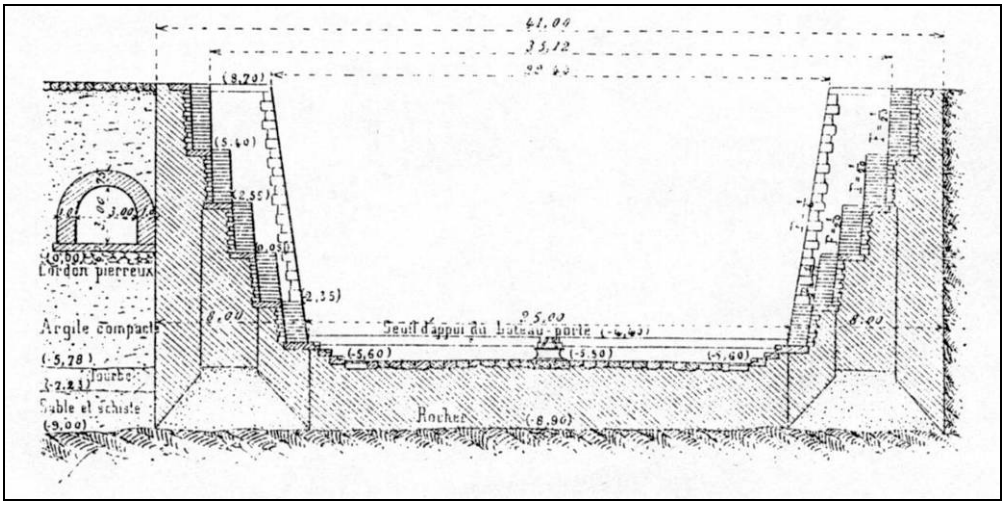


Figure 3 : Coupe de la forme de radoub maçonnée

2.2. Historique de l'ouvrage

L'ouvrage historique est l'objet d'une documentation d'archives à la fois riche et partielle. L'analyse des croquis d'époque de procédés de construction donne des informations précieuses sur les matériaux et la constitution des structures. Cependant, étant donné les périodes de certains travaux importants, des modifications majeures de l'ouvrage sont souvent faiblement documentées. En effet, la forme de radoub a fait l'objet de multiples modifications ou réparations :

1903 – 1908	-	travaux de construction,
1910 – 1911	-	élargissement de la porte d'entrée, suppression de l'écluse intermédiaire et du redan inférieur sur 175 m,
1924 - 1939	-	plusieurs campagnes de réparation de l'entrée,
1944	-	minage à l'explosif de la forme de radoub,
1947 - 1954	-	reconstruction de la station de pompage et des aqueducs,
	-	reconstruction des bajoyers entre le sommet et la cote +2m CM,
1973	-	reconstruction du bajoyer Sud sur 20 m à partir de l'écluse d'entrée entre +1m et +8,9m CM en complément des réparations d'après guerre.

La constitution de l'ouvrage maçonné peut donc être très hétérogène en fonction des diverses zones de reconstruction d'après-guerre et des réparations ou reconstructions concernant une grande partie des maçonneries.

En complément de l'analyse des documents d'archives, un relevé détaillé des désordres de l'ouvrage a été réalisé dans le cadre du diagnostic de son état initial. Il met en évidence, outre des désordres locaux ne remettant pas en cause sa stabilité (fissures peu ouvertes, dégâts sur les zones exposées aux chocs, disjointements, etc), des zones de déformations et de bombements importants qui sont souvent ac-

compagnées d'arrivées d'eau dont le débit peut être significatif. Ce constat a incité à analyser en détail les conditions de stabilité des bajoyers.

Figure 4 : Après les bombardements et le minage de 1944

2.3. Contexte géotechnique et reconnaissances

Le port de commerce de Brest est installé sur des terre-pleins gagnés sur la mer.
Les différents horizons rencontrés sur le site du projet sont :

- des remblais, de nature hétérogène entre les cotes de +8,5 CM et +1,5 CM environ : remblais des terre-pleins initiaux gagnés sur la mer ou mis en œuvre pour la réparation des dégâts de la seconde guerre mondiale. Ils sont principalement argileux à leur base, entre +1,5 CM et -1,5 CM ;
- des cordons d'enrochement d'essorage des terre-pleins initiaux, d'une épaisseur d'environ 1 m, circulant autour de la cote -1,5 CM qui correspond à l'ancienne grève avant construction du port. Ces cordons ne sont recoupés que ponctuellement par l'ouvrage et ne correspondent pas à un horizon continu sur la longueur du projet ;
- des argiles silteuses bioclastiques, présentes entre -1,8 CM et -8 CM ;
- des sables fins, sur une épaisseur de 1 à 2 m au toit du rocher ;
- le rocher schisteux très fracturé, rencontré à partir de -8 CM à -9,5 CM.

Cette coupe, qui correspond globalement aux éléments d'archives, a été affinée grâce à deux campagnes de reconnaissances géotechniques de sondages, essais en laboratoire et diagraphies.

2.4. Fonctionnement hydraulique

Les reconnaissances réalisées ont permis de vérifier la fiabilité des données d'archives concernant les bajoyers (matériaux, constitution de l'ouvrage) et comprendre le contexte hydraulique de l'ouvrage grâce au suivi de plusieurs piézomètres le long du bajoyer Nord et de cellules de pression interstitielle dans les maçonneries et le radier. Des essais de perméabilité dans les sols et les maçonneries ont également été réalisés.

Ces éléments ont permis de montrer que les maçonneries, plus ou moins fracturées selon les zones, ne sont pas étanches et permettent la mise en place

d'écoulements entre les terre-pleins et la forme lorsque celle-ci est vide, ce qui génère un rabattement de la nappe au voisinage de la forme.

En effet, dans ce cas, le niveau piézométrique dans les terrains chute de manière significative, tandis qu'il correspond au niveau de la mer (amorti en fonction de la distance du point de mesure à la mer) lorsque la forme est pleine.

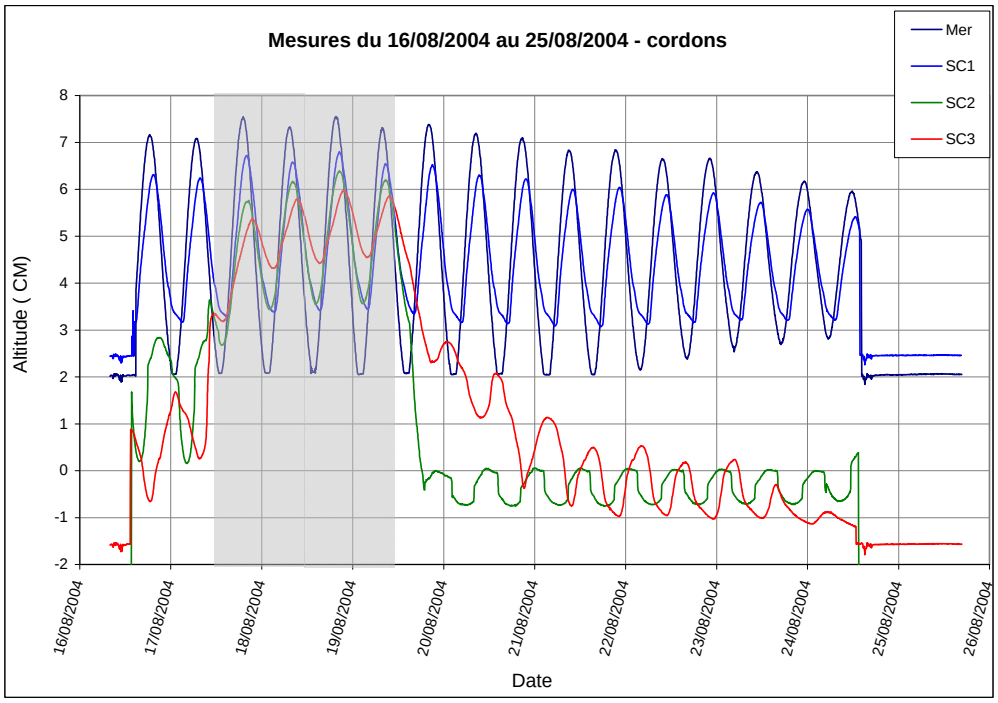


Figure 5 : Suivi piézométrique des terre-pleins, forme vide et pleine (zone grisée)

Le fait que l'ouvrage ancien n'est pas étanche est à considérer pour l'étude de sa stabilité avant et après travaux. En effet, la paroi moulée très étanche sur un linéaire important de l'ouvrage conduit à la disparition de chemins d'écoulement vers la forme et diminue le rabattement de la nappe lorsqu'elle est vide.

Il est donc probable que les niveaux piézométriques dans les terre-pleins après travaux augmentent par rapport aux mesures avant élargissement, engendrant une augmentation des poussées d'eau sur les bajoyers conservés.

Au-delà de l'étude de la zone élargie et de ses abords directs, ces considérations ont incité à choisir de ne pas traiter systématiquement les zones de venues d'eau et les zones de désordre par injection des maçonneries afin de ne pas apporter de pressions supplémentaires sur les parties d'ouvrage dégradées.

2.5. Analyse de l'état de stabilité de l'ouvrage avant travaux

La stabilité de l'ouvrage avant l'élargissement a été étudiée en considérant que les sols des terre-pleins sont dans un état de poussée régi par K_a et en envisageant deux mécanismes de rupture éventuels :

- le renversement. On considère la section capable de basculer librement autour de sa fibre extrême côté forme et on définit pour toute cote du bajoyer un coefficient de sécurité au basculement, rapport du moment de rappel (poids propre du bajoyer) sur le moment moteur (action des terres et de l'eau). Les résultats obtenus en considérant la nappe à +7CM et avec des

hypothèses pénalisantes (poussée des terres considérée horizontale) montrent que l'ouvrage se trouverait près de sa limite de stabilité au renversement dans la partie basse des bajoyers (voir figure Figure 6). En l'absence de poussée d'eau, le coefficient de sécurité reste supérieur à 2.

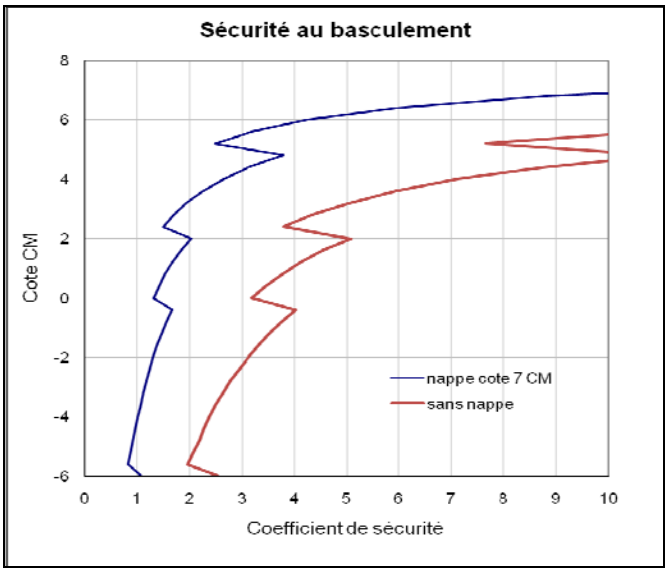


Figure 6 : Coefficient de sécurité du bajoyer au renversement

- le glissement le long d'un plan de discontinuité horizontal, étudié selon le même principe. Pour ce cas également, la présence d'une nappe à la cote +7 CM conduit à des coefficients de sécurité de l'ordre de 1 en partie basse du bajoyer et supérieurs à 2,5 sans tenir compte des pressions d'eau.

Ces éléments appellent les conclusions suivantes :

- les bajoyers se trouvent en limite de stabilité pour des niveaux d'eau élevés derrière les terre-pleins ;
- les terrains à l'arrière se trouvent effectivement dans un état limite de poussée car on ne pourrait justifier la stabilité des bajoyers pour un coefficient de poussée plus fort que K_a.
- la paroi moulée ne doit apporter, dans sa zone de liaison avec les bajoyers conservés d'une part et sur l'ensemble du bajoyer pour la durée des travaux d'autre part, que des pressions comparables à celles issues de l'action conjuguée des terrains et de l'eau sous peine de générer des désordres sur les parties d'ouvrage maçonnées.

3. Prise en compte de l'ouvrage ancien pour le dimensionnement de la paroi moulée

Les analyses historiques de l'ouvrage ancien et le diagnostic de son état de stabilité avant travaux ont permis d'identifier les principales contraintes géotechniques du projet. On citera notamment :

- le risque de dégradation des facteurs de sécurité des ouvrages anciens conservés en cas de relèvement des niveaux phréatiques derrière les bajoyers suite à la création d'un ouvrage étanche ;
- le risque de réduction des facteurs de sécurité du bajoyer Nord lors de sa déconstruction par réduction des efforts stabilisateurs ;

- les risques liés au comportement mécanique différentiel entre ouvrages neufs et ouvrages anciens aux extrémités de la paroi moulée ;
- le risque d'apparition de sous-pressions sous le radier neuf ;
- le risque de déstabilisation du pied de la paroi moulée lors de la phase de terrassement préparant la mise en œuvre du radier neuf élargi ;
- les risques liés à la présence de zones de joints maçonnés de géométrie et de constitution mal connue entre les caissons maçonnés ;
- le risque de rencontrer des obstacles au forage dans les terre-pleins ;
- le risque d'importantes pertes de coulis dans les cordons rocheux.

3.1. Solution de base

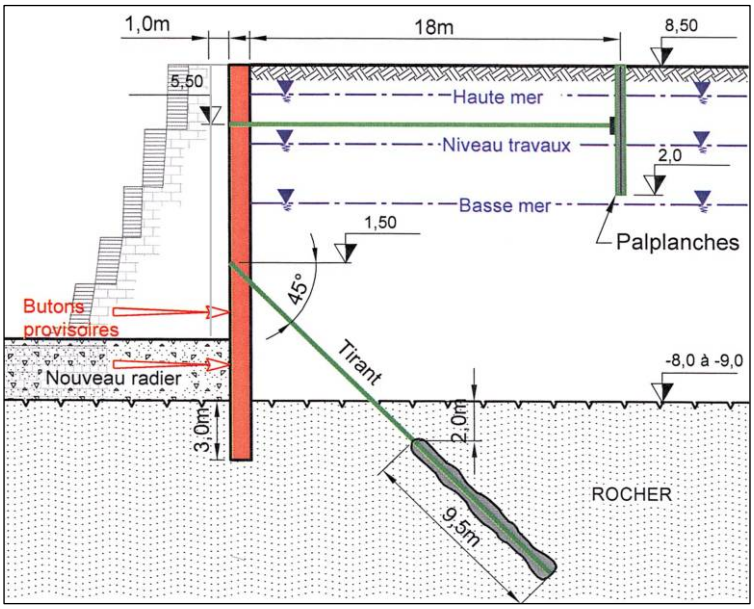


Figure 7 : Coupe type de la paroi moulée : solution de base

La solution de base soumise à l'appel d'offre travaux était une paroi moulée tirantée par deux lits d'ancrages, le premier étant lié à un contre-rideau installé en arrière dans les terre-pleins, et le second constitué de tirants inclinés ancrés au rocher (voir Figure 7).

L'ouvrage a été construit sur la base d'une variante d'entreprise proposant un unique lit de tirants lié à un contre-rideau. La paroi moulée est située à la limite des caissons maçonnés les plus larges et à 1 m seulement des caissons courants. Ainsi, lors de la construction, elle n'est séparée de l'ouvrage ancien que par une « tranche » de sols verticale épaisse d'un mètre qui retransmet les efforts au bajoyer.

Le bajoyer se trouvant lui-même à la limite de sa stabilité, l'environnement de la paroi moulée n'a rien de commun avec le massif de sol semi-infini classiquement considéré pour étudier les écrans de soutènements. Il a, pour chaque phase de travaux, vérifier la stabilité du bajoyer déconstruit et donc la sécurité du chantier.

3.2. Méthode et moyens de calcul des phases provisoires et définitives

La modélisation de la paroi moulée a été réalisée par un calcul aux coefficients de réaction (code *K-Rea*©). L'état de contraintes initial des terrains à l'arrière de la paroi moulée est pris en compte : le coefficient des terres au repos est pris égal à K_a.

Pour modéliser les bajoyers, il a fallu définir :

- Un coefficient de réaction : il a été supposé qu'il était gouverné par le comportement de la « tranche » de sols entre les bajoyers et la paroi moulée.
- Un coefficient de butée : afin de tenir compte des variations de coefficients de sécurité au glissement et au renversement, le coefficient de butée a été calculé en fonction de la phase de terrassement et de la cote considérée.

3.3. Contraintes de phasage liées à la présence du bajoyer

Le phasage du chantier a été organisé autour de la problématique de stabilité de l'ouvrage ancien dès les phases de forage et de bétonnage de la paroi moulée qui sont parmi les phases critiques pour la sécurité du bajoyer : il a été vérifié que les poussées horizontales dues au béton frais restaient acceptables pour le bajoyer.

C'est également en fonction de cette problématique qu'a été organisé le phasage de terrassements et de remblaiement à l'arrière de la paroi moulée pour la mise en place des tirants horizontaux : la variante de l'entreprise a consisté à terrasser la plateforme de travail sur plusieurs mètres de hauteur avant de réaliser la paroi moulée afin de limiter les sollicitations sur le bajoyer durant la première partie des travaux. Cela a permis d'optimiser la paroi moulée en réduisant son impact sur le bajoyer à déconstruire. La partie supérieure de l'ouvrage achevé est alors constituée d'une réhausse en béton armé coffré réalisé a posteriori (Figure 8).

4. Conclusion

L'étude de l'élargissement de la forme de radoub n°1 de Brest est un exemple marquant des problématiques d'interactions entre un ouvrage géotechnique neuf de grande ampleur et l'ouvrage ancien qu'il transforme. Cette interaction est à la fois très forte durant les phases de travaux, où elle peut devenir dimensionnante pour l'ouvrage neuf, mais aussi en situation définitive puisque le soutènement neuf et les parties d'ouvrage ancien conservées doivent cohabiter et fonctionner ensemble alors que leurs comportements mécaniques sont a priori différents.

Figure 8 : Vue générale du chantier d'élargissement (octobre 2007)

COMMENT DIAGNOSTIQUER LES CAVITES DE LA DIGUE DE L'ARTHA OU LA BONNE SURPRISE DE LA GEOPHYSIQUE

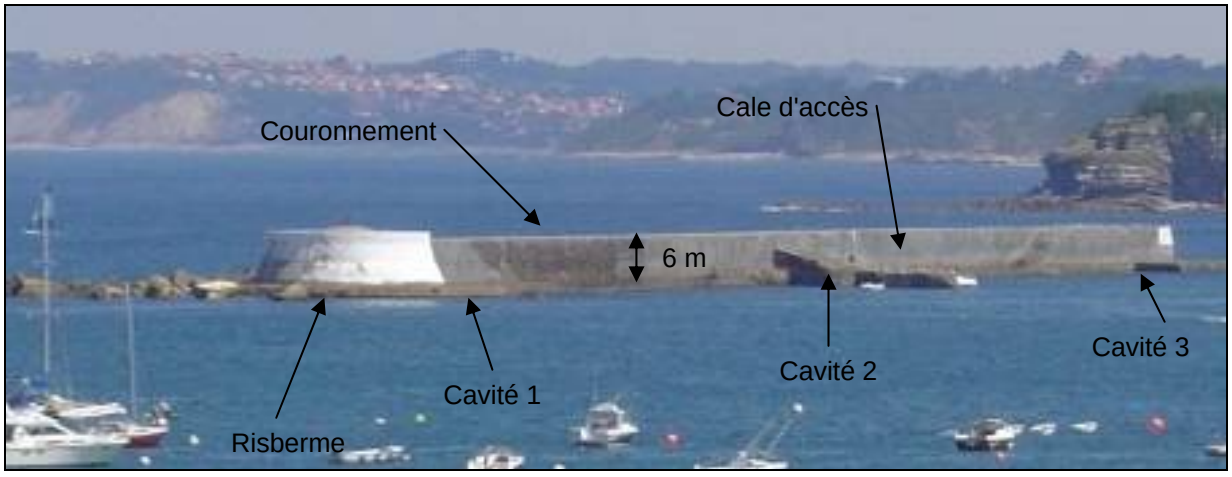
HOW TO SHOW ARTHA'S DAM CAVITIES OR THE GOOD SURPRISE OF GEOPHYSICAL SURVEY

Jean NIKODIC[1], Viviane BORNE[1], Sandra VETTARD[2], Alain ROUDIL[2]
1 - CALLIGEE, Atlanpole, 1, rue de la Noë, B.P. 82118, 44321 NANTES CEDEX 03, FRANCE
2 - Conseil Général des Pyrénées Atlantiques - Agence Technique de Saint-Jean-de-Luz - 25, avenue Commandant Passicot - 64500 CIBOURE

RESUME - A l'occasion de travaux d'entretien, des cavités visitables ont été découvertes dans la digue de l'Artha qui protège la baie de Saint-Jean-de-Luz (Pyrénées-Atlantiques). Des prospections géophysiques ont été réalisées pour diagnostiquer entièrement l'ouvrage. Compte-tenu des conditions particulières, l'électromagnétisme a été choisi et a donné des résultats très satisfaisants.

ABSTRACT - At the time of repairing, large cavities where found in the Artha's dam, which protect the Saint-Jean-de-Luz bay (Pyrénées-Atlantiques). Geophysical surveys where made to recognize the completed construction. The electromagnetic prospecting was chosen because of the particular conditions, and has shown good results.

1 - Introduction : la digue de l'Artha



La digue de l'Artha, construite en 1895 en pleine mer, protège la partie centrale de la baie de SAINT-JEAN-DE LUZ de la houle du golf de Gascogne. Elle est édifiée sur un haut fond; par accumulation de blocs formant son soubassement, jusqu'à la cote approximative du zéro des cartes marines. Sur cette assise, une puissante maçonnerie est édifiée. Elle comporte :

- une risberme de ceinture (265 x 25 m) découvrant à marée basse ;
- une digue culminant à l'altitude 6 m NGF (250 x 13 m) et dont le couronnement est toujours hors d'eau.

Une auscultation par plongée sous-marine a mis en évidence d'importants désordres dans la structure de l'ouvrage, à 2 ou 3 m sous la risberme : des soutirages de matériaux ont abouti à la création de vastes chambres. Trois cavités principales ont été visitées par leurs accès en contrebas de la risberme interne ; elles sont localisées à l'Est immédiat du musoir occidental (cavité 1), sous la cale d'accès et le couronnement adjacent (cavité 2), en retrait du musoir oriental (cavité 3). Les volumes estimés sont de 69, 45 et 28 m^3.

Le Conseil Général des Pyrénées-Atlantiques, chargé de l'entretien de l'ouvrage, a souhaité savoir si la présence de cavités ignorées pouvait être détectée par une méthode géophysique.

2 - Les matériels de prospection géophysique envisageables

Compte-tenu des conditions spécifiques du site, nous avions envisagé trois types de prospection en période de marée basse afin de s'affranchir des effets de la mer (houle, forte conductivité, etc.) :

- méthode électromagnétique type EM34-3, pour dégrossir l'ensemble du site, mettre en évidence les décompressions liées au soutirage des matériaux, se caler sur les cavités existantes et cibler les prospections complémentaires ;
- méthode microgravimétrique, pour localiser plus précisément les cavités et décompression;
- méthode du radar géologique, sur les secteurs anomaliques révélés par les autres méthodes.

L'appel d'offres résultant n'a gardé que la prospection par électromagnétisme, le radar n'ayant pas été retenu suite à des études non probantes, les réponses en microgravimétrie laissaient à penser que ces cavités ne pouvaient être mises en évidence par cette méthode.

3 - Résultats

La distribution des points de mesure s'est faite suivant trois profils sur le couronnement de la digue et d'un profil de ceinture sur la risberme, la maille est de 5 m, soit environ 250 points de mesures. Quatre configurations ont été utilisées : AB 10 m et 20 m en dipôle horizontal et vertical.

Un point de mesure de hauteur d'eau a été fixé en un lieu permettant un contrôle à tout moment de la marée basse. Tous les points ont été mesurés lors de conditions de BM ; quelques points du couronnement (secteurs à l'aplomb des cavités identifiées et profil médian complet) ont été mesurés lors de conditions de PM.

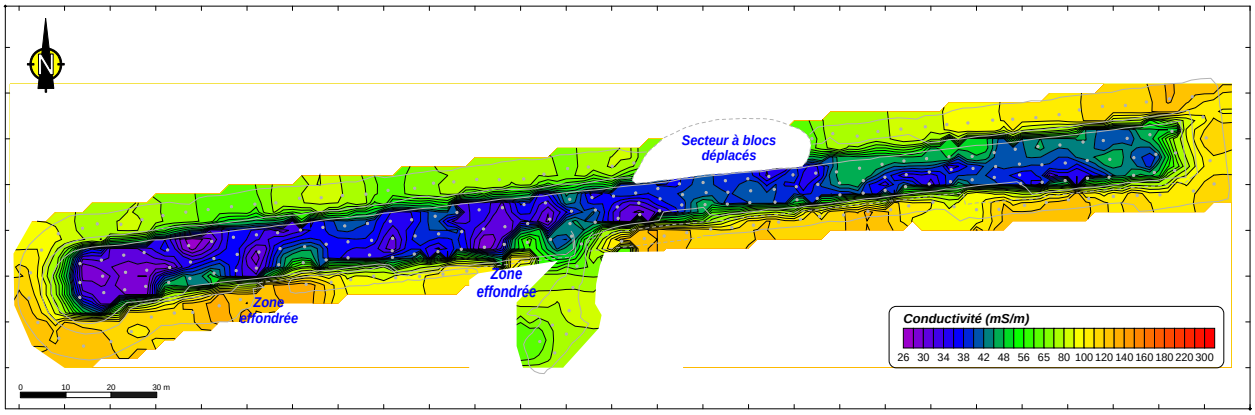
Les mesures en PM sont assez peu différentes des mesures en BM pour les dipôles horizontaux. Par contre, en dipôle vertical 20 m, les différences se marquent par des valeurs de conductivités beaucoup plus fortes en PM et des amplitudes moins marquées qu'en BM.

La présentation ne porte ici que sur les dispositifs AB 10 m dipôle horizontal et AB 20 m dipôle vertical. Les autres dispositifs donnent également des résultats intéressants mais moins pédagogiques.

3.1 - Conductivités en AB 10 m dipôle horizontal

Ainsi que le laisse présager la topographie du site, le couronnement est peu conducteur (25 à 45 mS/m) et assez homogène. Localement cependant, des secteurs à conductivité plus faibles (de 50 à 60 mS/m) sont visibles. Certains sont en correspondance avec les cavités sous-jacentes.

La risberme est globalement plus conductrice (120 à 130 mS/m) en raison de la proximité de l'eau de mer, avec toutefois un secteur moins conducteur (75 - 90 mS/m) au Nord Ouest.



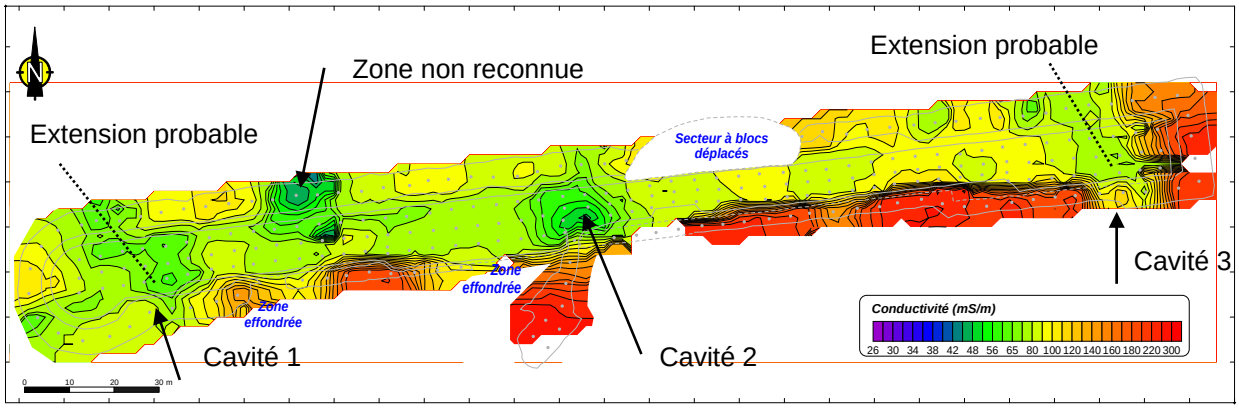
3.2 - Conductivités en AB 20 m dipôle vertical

L'opposition couronnement / risberme est beaucoup moins net que pour les autres configurations, du fait de la profondeur d'investigation. Cette géométrie semble toutefois la mieux adaptée pour la mise en évidence des cavités.

Les valeurs des anomalies sont de 45 à 65 mS/m dans un environnement moyen, sur le couronnement, de 80 à 120 mS/m.

Les trois cavités principales sont nettement visibles aussi bien au niveau de la risberme que du couronnement, où il semble qu'elles présentent des prolongements (ou du moins des décompressions) en travers de la digue. La cavité 1 a été reconnue visuellement juste sous la risberme, la cavité 3, jusqu'au milieu de la digue, mais avec une hauteur plus faible. Par contre, la cavité 2 a été reconnue sur presque toute la largeur du couronnement, avec une hauteur pouvant atteindre 0.70 m.

Dans un contexte de contraste de conductivité équivalent, un secteur résistant bien développé apparaît nettement sur le côté externe de l'ouvrage. Il n'est pas rattaché à une cavité explorée. Il ne se prolonge pas vers le Sud.



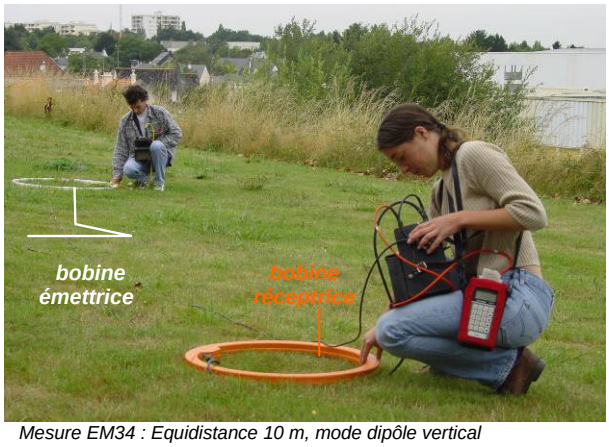
4 - Tentatives d'explication

Habituellement, l'EM 34 est utilisé pour des reconnaissances géologiques, avec des variations de résistivités de grandes amplitudes (mise en évidence de chenaux en nappe alluviale, etc.). Pour cette reconnaissance, même si le but était de montrer des zones de décompression, les résultats montrent une réponse assez pertinente des cavités.

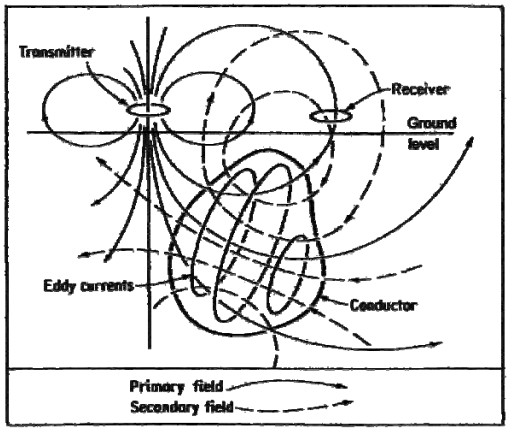
4.1 - Rappel de la théorie

Le conductivimètre **EM34-3** est constitué de deux bobines, l'une émettrice, l'autre réceptrice, reliées entre elles par un câble fixant l'espacement du dispositif (10, 20 ou 40 m).

L'émetteur crée un champ magnétique primaire **Hp** qui induit dans le sous-sol des courants électriques. Ces derniers engendrent eux-mêmes un champ magnétique secondaire **Hs**.



Mesure EM34 : Equidistance 10 m, mode dipôle vertical



Ces deux champs magnétiques sont mesurés par le récepteur. Sous certaines conditions, on peut admettre que le rapport entre les deux champs est le suivant :

$$\frac{Hs}{Hp} = \frac{i\,\omega\,\mu_0\,\sigma\,S^2}{4}$$ avec

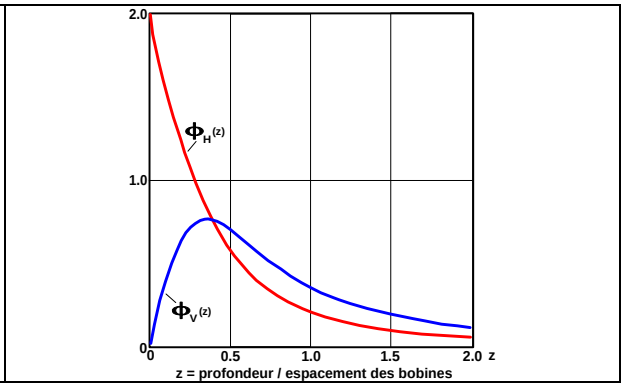
$\omega = 2\,\pi\,f$
f = fréquence en Hertz
μ_0 = perméabilité du vide en Henry / m
σ = conductivité en mohs / m
s = écartement des bobines en m
$i = \sqrt{-1}$

La profondeur d'investigation dépend principalement de la géométrie du dispositif. Elle augmente avec une distance émetteur-récepteur croissante et varie suivant l'arrangement des bobines : celles-ci sont maintenues horizontales pour obtenir la profondeur d'investigation maximale, ou bien verticales pour une profondeur d'investigation plus faible.

Dans le cas d'un milieu homogène semi-infini, le champ magnétique secondaire peut être calculé pour toute tranche de terrain et pour les deux dipôles. On obtient ainsi les réponses relatives d'une couche mince située à différentes profondeurs. Les formules et les courbes résultantes sont les suivantes :

$$\Phi H(Z) = 2 - \frac{4z}{(4z^2+1)^{1/2}} \quad \text{et} \quad \Phi V(Z) = \frac{4z}{(4z^2+1)^{3/2}}$$

$$\text{avec} \quad Z = \frac{\text{profondeur}}{\text{espacement des bobines}}$$



Il apparaît clairement que, pour le dipôle horizontal, les couches superficielles influencent considérablement les mesures, alors que, pour le dipôle vertical, les couches prépondérantes sont situées à Z = 0.4. Toutefois, les terrains localisés à une profondeur supérieure à Z = 1.5 interviennent encore de façon notable.

Cas de la digue de l'Artha

Compte tenu de la théorie de la propagation des ondes électromagnétiques, il vient que :

- en dipôle horizontal et à l'écartement 10 m, les terrains situés dans les six premiers mètres contribuent à 80% de la valeur du signal (terrains situés au niveau du couronnement) qui présentent les valeurs de conductivités les plus faibles, accentuées vraisemblablement par la présence de l'air ;
- en dipôle horizontal et à l'écartement 20 m, les terrains situés dans les douze premiers mètres contribuent à 80% de la valeur du signal ; les mesures intègrent donc le couronnement résistant et une partie du soubassement de la digue baignée d'eau salée, les valeurs sont de ce fait assez homogènes ;
- en dipôle vertical et à l'écartement 10 m, la couche de terrain située à 4 m contribue à 60% de la valeur du signal, l'effet des premiers terrains étant négligeable. Les mesures intègrent donc principalement la moitié inférieure du couronnement et une partie du soubassement de la digue ;
- en dipôle vertical et à l'écartement 20 m, la couche de terrain située à 8 m contribue également à 60% de la valeur du signal, l'effet des premiers terrains étant négligeable. Les cavités sont situées à respectivement 7.7 m, 9.5 m et

8 m, soit à cette même profondeur. Comme l'environnement est globalement très conducteur, et les cavités globalement résistantes, il est assez logique que les effets des cavités ressortent si bien.

5 - Conclusion

L'utilisation de la méthode électromagnétique EM 34-3, et notamment le dipôle vertical à écartement 20 m, s'est avérée parfaitement adaptée au site en raison de l'environnement très conducteur et de la profondeur des cavités. Toutefois, les autres configurations ont également révélé des anomalies en rapport avec les cavités ; mais sans doute à mettre en relation avec des décompressions plutôt que des vides.

Pour information, des tests au radar géologique ont été réalisés sur la risberme et ont également révélé les cavités.

Références :

Nikodic J. (2006) - Recherche de cavités par profilage électromagnétique EM 34-3 Digue de l'Artha - Conseil Général des Pyrénées-Atlantiques - Agence Technique de Saint-Jean-de-Luz - Rapport CALLIGEE N06-6423b, 11 p., 14 figures et photos, 1 annexe.

Pichot F., Stoltz D., Ledormeur A., Mongis V. (2005) - Inspection de la Digue de l'Artha - Rapport SARL ROMOEUF, 5 p. 7 plans, 1 annexe.

Reynolds J. M. (2000) - An Introduction to Applied and Environmental Geophysics - Wiley Ed., 796 p.

Telford W. M., Geldart L. P., Sheriff R. E. - Applied Geophysics - Second edition - Cambridge University Press, 770 p.

Borne V. (1990) - La méthode électromagnétique EM 34-3 pour la prospection de sub-surface - Bulletin de l'Association Internationale de GEOLOGIE DE L'INGENIEUR, n°42, 10 p.

Mots clés : Auscultation de digue, recherche de cavités, prospection électromagnétique EM 34-3, digue de l'Artha

CARACTERISATION DE LA SENSIBILITE A L'EROSION DES SOLS : CONFRONTATION DE DEUX ERODIMETRES

SOILS ERODIBILITY CHARACTERISATION : CONFRONTATION BETWEEN TWO ERODIMETERS.

Pierre-Louis REGAZZONI[1], Tony L. WAHL[2], Greg J. HANSON[3], Jean-Robert COURIVAUD[4], Didier MAROT[1].

1 Institut de Recherche en Génie Civil et Mécanique, Université de Nantes, Saint-Nazaire,

2 United States Bureau of Reclamation, Federal Center, Denver, USA,

3 Agricultural Research Service, Hydraulic Engineering Research Unit, Stillwater, USA,

4 Electricité De France, Centre d'Ingénierie Hydraulique, Bourget du Lac.

RESUME – La sensibilité à l'érosion des sols est caractérisée à l'aide de deux érodimètres : Hole Erosion Test et Jet Erosion Test. Afin d'interpréter les expériences, une loi d'érosion linéaire en contrainte est supposée. L'analyse de mesures sur des sols argileux naturels, permet de déterminer les paramètres de la loi d'érosion et d'établir la classification de l'érodabilité des sols testés.

ABSTRACT – The objectives of the study are to define the soils erodibility thanks to two different devices: the Hole Erosion Test and the Jet Erosion Test. The interpretation is based on the assumption of an erosion law linear with the stress. The analysis of the tests realized on natural clayey soils allows to define the erosion parameters and to lead a classification of the soils erodibility.

1 Introduction

La pérennité des ouvrages hydrauliques en terre (digues, barrages, levées) et de leur fondation nécessite la caractérisation de la résistance des sols à l'érosion interne. L'érosion interne peut en effet conduire très rapidement à la rupture de l'ouvrage (Barrage de Teton, Etats-Unis d'Amérique, Idaho, Juin 1976). Dans le but de caractériser la sensibilité des sols, tant en laboratoire que *in-situ*, plusieurs scientifiques ont proposé des appareillages et des protocoles associés. Ainsi en 2004, Wan et Fell ont proposé le « Hole Erosion Test » (H.E.T.) et Hanson et Cook (2004) ont développé le « Jet Erosion Test » (J.E.T.). L'objectif de cette étude est de confronter ces deux érodimètres (H.E.T. et J.E.T.) et d'aboutir à la caractérisation de la sensibilité à l'érosion de plusieurs sols naturels. Le principe des deux appareillages, le protocole expérimental et l'interprétation associés sont décrits. Puis une campagne d'essais est menée à l'aide des deux appareillages et les résultats sont discutés en fonction des valeurs obtenues pour les différents paramètres.

2 Loi d'érosion

Les expériences menées sur des sols argileux soumis à un écoulement semblent montrer l'existence d'un seuil d'érosion c'est-à-dire que l'érosion est supposée se

produire si la contrainte générée par l'écoulement dépasse une valeur caractéristique du sol testé : la contrainte critique τ_C. Le taux d'érosion massique ou volumique est supposé s'accroître linéairement en fonction de l'excédent de contrainte. Ces deux hypothèses conduisent aux deux expressions suivantes :

$$\dot{m} = k_{d,m} * (\tau - \tau_C) \quad (1)$$

$$\dot{\varepsilon} = k_d * (\tau - \tau_C) \quad (2)$$

avec $\dot{m}$ et $\dot{\varepsilon}$ respectivement taux massique et volumique d'érosion par unité de temps et de surface. Le paramètre mécanique principal pour l'évaluation de cette vitesse d'érosion est la contrainte de cisaillement hydraulique τ à l'interface eau/sol, pondérée par un coefficient d'érosion k_d ($k_{d,m} = k_d * \rho_D$ où ρ_D est la masse volumique sèche du sol).

3 Le Hole Erosion Test

3.1 Présentation de l'appareillage

Le principe de l'essai consiste à réaliser un écoulement dans une conduite longitudinale préalablement forée au sein de l'échantillon testé. Le moule contenant l'échantillon est connecté d'une part au réservoir d'alimentation via la cellule amont de forme convergente et d'autre part au bac de récolte à l'aide de la cellule aval de forme divergente (voir Figure 1). Un capteur de pression différentielle permet de mesurer les pertes de charges générées par l'écoulement au sein de l'échantillon. Au niveau du réservoir de récolte, un capteur de pression associé à un seuil calibré permet la mesure du débit instantané de sortie.

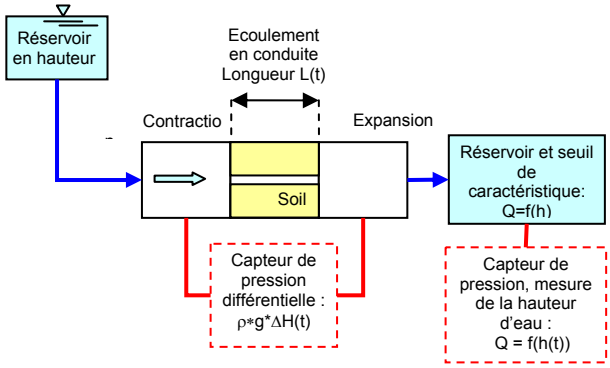


Figure 1. Vue synoptique de l'appareil pour le H.E.T.

3.2 Protocole expérimental du H.E.T.

Le protocole utilisé est conforme au protocole défini par Wan et Fell (2004). Après réalisation de l'échantillon par compactage (voir § 5.2), celui-ci est foré longitudinalement à l'aide d'un foret de diamètre 6 mm. Pour chaque type de sol testé, le choix de la charge à appliquer nécessite la réalisation d'un test préliminaire. Une première charge hydraulique de 50 mm est appliquée à l'échantillon pendant 15 minutes. Si aucune augmentation de débit n'est constatée, la valeur de la charge

appliquée est doublée. L'augmentation du débit traduit un agrandissement de diamètre du trou et donc une érosion.

Afin de fixer précisément la charge désirée, un échantillon témoin en acrylique est placé en remplacement du sol. Sans modifier les réglages, l'échantillon de sol est positionné puis le circuit d'eau est saturé lentement afin de limiter toute perturbation non désirée. L'acquisition est lancée puis la charge est appliquée. La période d'acquisition est fixée à 30 secondes ou une minute suivant la précision désirée.

3.3 Interprétation du H.E.T.

Le test est basé sur la mesure du débit d'eau qui circule dans la conduite pour une charge donnée (Wan et Fell, 2004). La figure 2 présente un exemple des évolutions instantanées de la charge appliquée et du débit mesuré.

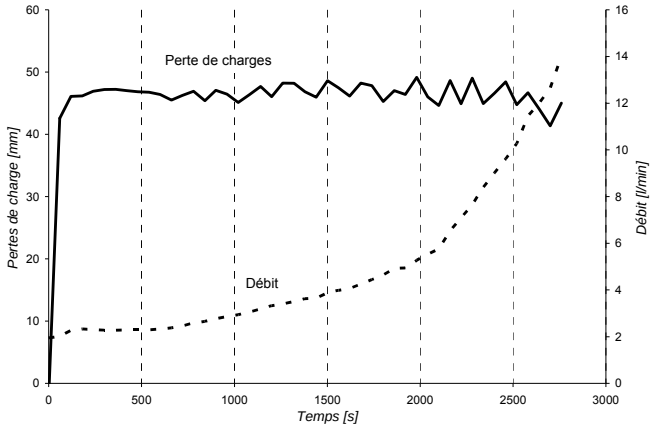


Figure 2. Exemple des variations instantanées des mesures de la perte de charge et du débit lors d'un H.E.T.

Afin d'interpréter les mesures en terme d'érosion, la sollicitation hydraulique appliquée à l'échantillon doit être quantifiée en fonction du régime de l'écoulement. Le bilan des forces appliquées sur le volume d'eau présent dans la conduite de longueur L et de diamètre ϕ est établi. Ce bilan permet d'exprimer la contrainte de cisaillement générée par l'écoulement sous la forme :

$$\tau = \frac{\Delta H * \rho * g}{L} * \frac{\phi}{4} \qquad (3)$$

où ΔH charge appliquée, ρ masse volumique du fluide, g accélération de la pesanteur.

La prise en compte du régime de l'écoulement est réalisée à l'aide de la loi de Chézy (équation n°4 dans le cas turbulent), qui permet d'exprimer, pour deux gammes de valeurs du nombre de Reynolds, la contrainte de cisaillement hydraulique en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement ($\overline{U}$) dans la conduite et du coefficient de frottement laminaire (f_L) ou turbulent (f_T) :

$$\begin{aligned} &\text{Re} > 5000, \quad \tau = f_T * \overline{U}^2 \\ &\text{Re} \leq 5000, \quad \tau = f_L * \overline{U} \end{aligned} \quad . \qquad (4)$$

Pour l'état initial et final de l'échantillon, les mesures du débit de l'écoulement et du diamètre de la conduite permettent de déterminer les valeurs des coefficients de frottement à ces deux instants. Les valeurs instantanées de ces coefficients au cours des essais sont déterminées par interpolation. A l'aide des équations 3 et 4, le diamètre de la conduite peut être exprimé en fonction des conditions hydrauliques à chaque instant pour toute la durée de l'essai :

$$\text{Re} > 5000, \quad \phi(t) = \left(\frac{64\, Q(t)^2\, L\, f_T}{\pi^2\, \Delta H\, \rho\, g} \right)^{1/5} \tag{5}$$

$$\text{Re} \leq 5000, \quad \phi(t) = \left(\frac{16\, Q(t)\, L\, f_L}{\pi\, \Delta H\, \rho\, g} \right)^{1/3} \tag{6}$$

La variation temporelle du diamètre est interprétée en terme d'érosion et l'exploitation des mesures permet d'identifier les valeurs des paramètres de la loi d'érosion (k_d,τ_C).

4 Le Jet Erosion Test

4.1 Présentation de l'appareillage

Ce test consiste à éroder un sol immergé par l'application d'un jet d'eau qui vient solliciter la face supérieure du sol.

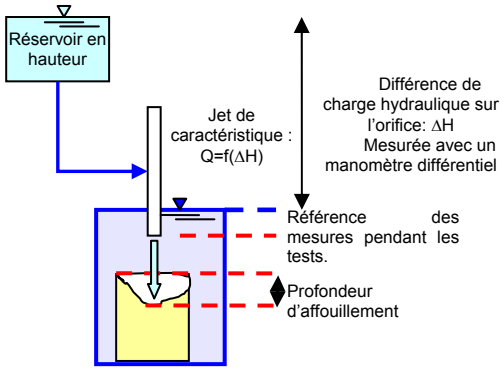


Figure 3. Vue synoptique de l'appareil pour le J.E.T.

Le jet est créé à l'aide d'un réservoir d'alimentation positionné en fonction de la charge hydraulique désirée et d'un diaphragme préalablement calibré (cf. Figure 3). Le sol testé est compacté dans un moule qui est ensuite immergé dans un container. Un limnimètre est utilisé pour mesurer périodiquement la profondeur d'affouillement (J) au droit du jet.

4.2 Protocole expérimental du J.E.T.

Conformément au protocole défini par Hanson et Cook (2004), la charge hydraulique initiale appliquée est fixée à 40 pouces (environ 1 m) pour le test préliminaire. Les mesures effectuées pendant ce test permettent d'ajuster la charge à appliquer lors de l'essai suivant. La surface de l'échantillon est d'abord protégée par un obturateur placé sur le chemin du jet. Cet obturateur n'est retiré que lorsque

l'écoulement appliqué est stable au cours du temps. Pour mesurer la profondeur d'affouillement, l'obturateur est repositionné devant le jet et le limnimètre est descendu jusqu'au niveau de l'obturateur. Le jet étant obstrué par le limnimètre, on retire l'obturateur et on mesure la profondeur d'affouillement. La période d'acquisition est ajustée en fonction de la vitesse d'érosion du sol. Elle est comprise entre 15 secondes dans le cas de sol très érodable et 30 minutes dans le cas contraire.

4.3 Interprétation du J.E.T.

L'interprétation des essais proposée par Hanson et Cook (2004) repose sur la mesure instantanée de la profondeur d'affouillement (cf. Figure 4) et sur l'estimation de la contrainte hydraulique appliquée par le jet sur le sol.

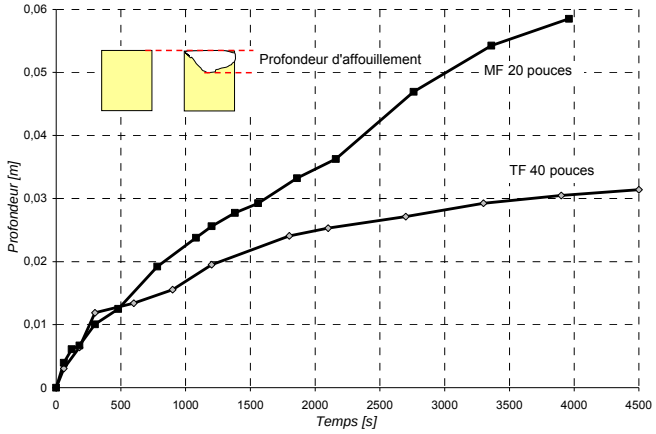


Figure 4. Exemple de variations instantanées de profondeur d'affouillement pour deux valeurs de charges fixées lors du J.E.T.

Suivant le modèle de Chézy, cette contrainte est exprimée en fonction de la vitesse de l'eau du jet U sous la forme :

$$\tau = C_f * \rho * U^2 \quad \text{avec } C_f = 0{,}00416 \tag{7}$$

Pour tenir compte de la décroissance de la vitesse U en fonction de la profondeur de l'impact du jet par rapport à l'orifice, une distance J_p est proposée telle que pour une distance plus petite que J_p, la vitesse est supposée constante et au-delà le profil de vitesse décroît suivant l'expression :

$$\frac{U}{U_0} = \frac{J_p}{J} \tag{8}$$

L'érosion progresse jusqu'à une profondeur d'équilibre J_e (n'évoluant plus avec le temps). La contrainte hydraulique critique correspondante peut alors s'exprimer en fonction de cette profondeur et de la vitesse de l'eau U_0 au niveau de l'orifice :

$$\tau_C = \left(\frac{J_p}{J_e}\right)^2 * C_f * \rho * {U_0}^2 \tag{9}$$

Par ailleurs, Blaisdell et al. (1981) ont proposé une fonction empirique pour estimer la profondeur d'équilibre J_e en fonction de la vitesse U_0 et des valeurs instantanées de la profondeur d'affouillement. A l'aide des équations 8 et 9, la loi d'érosion est redéfinie de manière adimensionnelle et un temps caractéristique T_R est défini (équation 10). L'intégration de cette loi d'érosion adimensionnelle permet d'obtenir l'expression du temps en fonction de la profondeur adimensionnelle J^* :

$$t = T_R * \left(- J^* \Big|_{J_i^*}^{J^*} + \frac{1}{2} Ln \left(\frac{1+J^*}{1-J^*} \right) \Bigg|_{J_i^*}^{J^*} \right) \text{ avec } T_R = \frac{J_e}{k_d * \tau_C} \quad J^* = \frac{J}{J_e} \tag{10}$$

La valeur du coefficient d'érosion k_d est déduite de l'optimisation de l'erreur commise sur le calcul du temps t.

5 Sols testés et préparation

Les quatre sols testés proviennent de différents projets de l'U.S.B.R. décrits par Wormer (2004) et sont choisis en fonction de leur érodabilité supposée.

5.1 Présentation des sols testés

Les sols sont définis suivant la classification U.S.C.S. (Unified Soil Classification System). La courbe granulométrique, les limites d'Atterberg (limites de liquidité et de plasticité, l'indice de plasticité), la teneur en matières organiques sont déterminées conformément aux normes A.S.T.M. L'Optimum Proctor Normal vient compléter ces informations. Le tableau I présente l'ensemble de ces données. Aucun des sols testés ne contient de matière organique et le D_{max} est égal à 4,75 mm.

Tableau I. Propriétés des sols testés.

Acronyme	Type de sol suivant U.S.C.S.	Limite de liquidité [%]	Limite de plasticité [%]	Indice de plasticité [%]	Masse volumique sèche maximale [kg/m^3]	Teneur en eau à l'optimum Proctor W opt [%]
TE	CL-ML	29	25	4	1694	17
MF	CL	47	13	34	1742	17
MP	CH-CL	54	23	31	1681	20
TF	CH	55	15	40	1685	18

5.2 Précautions expérimentales complémentaires

Les sols sont tout d'abord séchés à l'air puis stockés dans des containers métalliques. La mesure de la teneur en eau initiale est effectuée. Pour chaque sol testé, six échantillons sont testés soit trois pour chaque érodimètre. Pour limiter les écarts de teneur en eau, les échantillons humides sont préparés simultanément pour le H.E.T. et le J.E.T.. La teneur en eau visée pour chaque sol est la valeur à l'optimum moins 1%, de manière à se situer du côté sec. Le mélange obtenu est stocké dans un sac plastique disposé dans une chambre humide durant 36h (minimum). Les échantillons sont compactés suivant le protocole Proctor (U.S.B.R.,

1990), puis sont stockés dans un sac plastique et placés dans une chambre humide pendant 12h minimum.

6 Résultats obtenus

Grâce aux paramètres de la loi d'érosion : k_d , τ_c, les données sont interprétées en deux étapes. Dans un premier temps, les mesures réalisées avec un appareil permettent d'établir une échelle d'érodabilité des sols relative à l'appareil utilisé. Dans un second temps, afin de confronter les deux appareils, les résultats obtenus pour chaque sol sont comparés entre eux. Pendant les essais nous observons que le comportement des échantillons est totalement différent d'un sol à l'autre. Ce constat est établi à partir de l'observation de la morphologie finale de l'érosion obtenue et à partir des valeurs de charge hydraulique que nous avons dû appliquer pour obtenir l'érosion. TE, MF semblent s'éroder de manière continue dans le temps et par petites particules tandis que TF s'érode par morceaux. L'érosion plus limitée dans le cas de MP s'effectue sous forme de flocons.

6.1 Classification relative aux appareils

Les valeurs moyennes des coefficients obtenus par interprétation des essais effectués avec les deux appareils sont données dans le tableau 2. L'analyse des mesures effectuées avec le H.E.T. permet de formuler plusieurs remarques. En considérant la contrainte critique d'érosion, MF et TE apparaissent bien plus érodables que TF et MP. Par contre cette analyse peut conduire à une valeur négative, mécaniquement impossible. En considérant les coefficients d'érosion, la classification en érodabilité croissante est : MP, TF, TE et MF, les valeurs obtenues pour ces deux derniers sols étant très similaires. Avec le J.E.T., les valeurs de contrainte critique permettent d'aboutir à la même classification d'érodabilité que celle précédemment énoncée. Les valeurs du coefficient d'érosion déterminées avec le J.E.T. soulignent la plus grande érodabilité de MF, TE et TF par rapport à MP. Par contre les faibles écarts des valeurs obtenues pour les 3 premiers sols ne permettent pas de distinguer leur érodabilité.

Tableau 2. Valeurs moyennes des coefficients obtenus avec le H.E.T. et le J.E.T.

	HET		JET	
Sol	k_d [m^3/(N.s)]	τ_c [Pa]	k_d [m^3/(N.s)]	τ_c [Pa]
MF	$3{,}82.10^{-07}$	10,12	$1{,}20.10^{-06}$	0,50
TE	$3{,}42.10^{-07}$	-9,38	$1{,}47.10^{-06}$	0,64
TF	$1{,}86.10^{-08}$	277,49	$1{,}38.10^{-06}$	1,87
MP	$1{,}98.10^{-09}$	225,50	$1{,}59.10^{-07}$	8,18

6.2 Comparaison des deux échelles d'érodabilité

Afin de comparer les valeurs des paramètres obtenues avec les deux érodimètres, nous calculons le rapport des coefficients d'érosion ainsi que celui des contraintes critiques (cf. Tableau 3). En comparaison des valeurs obtenues avec le H.E.T., le coefficient d'érosion k_d est 3 à 80 fois plus important avec le J.E.T. et à l'inverse, les valeurs de contrainte critique sont 20 à 100 fois plus petites avec le J.E.T.. Ces différences peuvent provenir d'une modélisation insuffisante des

coefficients de frottement ou de celle de la vitesse de l'écoulement utilisées pour l'interprétation des deux érodimètres. Par ailleurs ces différences soulignent la difficulté de modéliser l'action de l'eau sur le sol par la seule expression d'une contrainte tangentielle de cisaillement.

Tableau 3. Rapports des paramètres k_d et τ_C obtenus avec le J.E.T. et le H.E.T.

	k_d JET / k_d HET	τ_C JET / τ_C HET
MF	3,68	0,05
TE	4,31	-0,07
TF	69,33	0,01
MP	77,57	0,04

7 Conclusion

Le H.E.T. et le J.E.T. sont deux méthodes développées pour caractériser la sensibilité à l'érosion des sols. Pour ces deux érodimètres, l'action de l'eau sur le sol est modélisée par l'expression d'une contrainte tangentielle de cisaillement. La loi d'érosion utilisée est fonction de deux paramètres, le coefficient d'érosion k_d et la contrainte critique d'érosion τ_c. A partir des essais réalisés sur 4 sols naturels, la confrontation des valeurs des paramètres obtenues avec les deux appareillages met en évidence des différences importantes pour le coefficient d'érosion k_d et la contrainte critique d'érosion τ_c. Ces différences semblent souligner les limites des interprétations utilisées. Toutefois, la classification de la sensibilité à l'érosion des sols naturels testés est identique pour les deux érodimètres. Ces deux méthodes semblent donc établir une classification intrinsèque des sols. Dans le but d'améliorer la caractérisation de la sensibilité à l'érosion des sols, il convient de poursuivre la confrontation des deux érodimètres et d'affiner l'interprétation des essais avec des méthodes mieux adaptées, notamment la méthode proposée pour le HET par Bonelli et Brivois (à paraître). La caractérisation ainsi obtenue permettra de renseigner les bases de données expérimentales et de fournir des données utiles aux modélisations de l'érosion interne au sein des ouvrages hydrauliques en terre.

8 Bibliographie

Blaisdell F. W., Anderson C. L., Hebaus G.G. (1981), Ultimate dimension of local scour. Journal of Hydraulics Division, Vol. 107 (3), ASCE, 327-337.

Bonelli S., Brivois O. (à paraître), The scaling law in the hole erosion test with a constant pressure drop. Int. Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics.

Hanson G. J., Cook K. R. (2004), Apparatus, test procedures, and analytical methods to measure soil erodibility in-situ. Appl. Engng in Agriculture, A.S.A.E., Vol. 20 (4), 455-462.

U.S.B.R. (1990), Earth sciences and Research laboratory. Earth Manual, Part II, 3rd edition, U.S.B.R., Denver, 1270 pages.

Wan C. F., Fell R. (2004), Laboratory Tests on the rate of piping erosion of soils in embankment dams. Geotechnical testing journal, A.S.T.M., Vol. 27 (3), 295-303.

Wormer J. (2004), Investigation of the Hole Erosion Test used to determine erosion indices of soils for evaluating risk of internal erosion in embankment dams. Internal report, U.S.B.R., Denver.

Remerciements: ces tests ont été possibles grâce au financement et à la collaboration de E.D.F., de U.S.B.R. et de A.R.S.

CONSEQUENCES ENVIRONNEMENTALES DU DRAGAGE DU BARRAGE DE FERGOUG (ALGERIE)

ENVIRONMENTAL CONSEQUENCES OF THE ALGERIAN FERGOUG'S DAM DREDGING

Abdélaziz SEMCHA[1], Belkacem MEKERTA[1], Jean-Pierre TROALEN[2]
1 Ecole Normale Supérieure d'Enseignement Technique, BP 1523 Oran El M'Nouer Oran Algérie
2 Université de Reims Champagne Ardenne, IUT, rue des Crayères BP 1035 51687 Reims cedex 2 France

RESUME - Le Barrage de Fergoug est un barrage en terre à noyau étanche implanté au nord ouest de l'Algérie (région à climat semi-aride) envasé à plus de 95%. L'ouvrage victime de son environnement en amont par l'érosion du bassin versant a réagi par l'entraînement en aval des sédiments dragués. La situation écologique est catastrophique.

ABSTRACT - The Fergoug's dam, located at the north-west of Algeria, is silted in more than 95%. Even, the dam involved in its environment by the erosion of the river basin has reacted by entrainment of the solid dredged matters and deposing them on the river's bed down the dam. This situation is catastrophic for the ecologic system.

1. Introduction

La ville de Perrégaux, doit sa naissance et sa prospérité à l'ouvrage de retenue, construit dès l'installation des premiers colons français dans la plaine de l'Habra. L'extrait suivant d'un document publié sur le site « *PERREGAUX LE PAYS DES ORANGES* » le 12/12/2001, décrit clairement l'intérêt du barrage pour le région.

En 1880, Guy de Maupassant se trouvait en Algérie. D'Oran, il décidait de se rendre à Saïda et rapportait plus tard dans ses nouvelles parues sous le titre « Au soleil » : *« J'ai donc pris, avec un billet pour Saïda, le petit chemin de fer à voie étroite qui grimpe sur les hauts plateaux. Après quelques heures de route on atteint les premières pentes de l'Atlas. Le train monte, souffle, ne marche plus qu'à peine, serpente sur le flanc des côtes arides, passe auprès d'un lac immense formé par trois rivières que garde, amassées dans la vallée le fameux barrage de l'Habra. Un mur colossal, long de cinq cents mètres, contient, suspendus au-dessus d'une plaine démesurée, quatorze millions de mètres cubes d'eau. »*

On sent bien à travers cette description que Maupassant voyageait accompagné d'un guide touristique. Louis Piesse évoquait longuement le barrage de Perrégaux dans le guide Joanne de 1882, Itinéraire de l'Algérie :

« *En quittant Perrégaux, le chemin franchit l'Habra sur un pont en fer de 40 mètres et s'engage, par une montée, entre la route de l'Oued-El-Hammam à droite, et les berges escarpées de l'Habra à gauche; elle s'élève jusqu'au col des juifs. La route de Perrégaux à l'Oued-El-Hammam offre des sites très pittoresques. Le barrage de l'Oued-Fergoug est d'un effet saisissant: la voie longe sur ce point le magnifique lac formé par le barrage et se trouve comme suspendue sur le flanc d'un escarpement de rochers presque à pic. C'est à Perrégaux que le touriste partira pour visiter le bar-*

rage (12 km). En suivant la route accidentée qui conduit à Mascara par Oued-El-Hammam, on aperçoit, longtemps avant d'y arriver, et se détachant sur un fond de montagnes boisées, une ligne blanche qui grandit immensément à mesure que l'on approche: c'est le barrage de l'Habra. Ce barrage construit au-dessous de la réunion de l'Oued-Hammam, de l'Oued-Taourzout et de l'Oued-Fergoug (voir figure N°1), qui prend alors le nom de l'Habra, a une longueur de 478 mètres, y compris les 128 mètres du déversoir; sa hauteur est de 40 mètres; la partie bétonnée est de 7 mètres; enfin l'épaisseur de ce mur cyclopéen est de 38 mètres et 90 centimètres à la base. L'eau arrêtée derrière le barrage forme un immense lac dont les bords semblent attendre des constructions, lac qui, se divisant en trois branches, remonte la vallée de l'Oued-Hammam pendant 7 km, celle de Taourzout pendant 3 ou 4 km, celle de l'Oued-Fergoug pendant 7km. Les flots qu'apportent les trois oueds sont troubles, mais ils se reposent dans le lac et ils en ressortent bleus. La contenance du bassin est de 14 millions de mètres cubes. Cette eau s'écoule vers le bief inférieur par de puissantes vannes qu'un seul homme peut ouvrir au moyen d'un ingénieux mécanisme. En 1872, la construction du barrage réservoir de l'Oued Fergoug va changer la face de la région en apportant la fertilité dans une plaine brûlée par le soleil. A dater de 1875, le pays prospère rapidement.

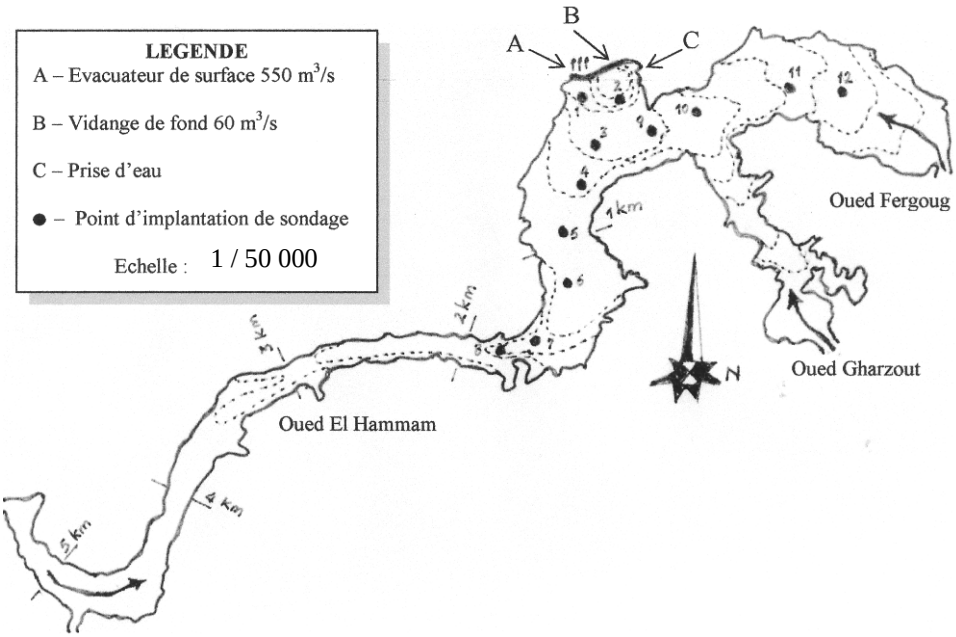


Figure 1. Plan d'ensemble de la retenue du barrage.

Depuis cette époque, Perrégaux progresse sans cesse, la ville s'embellit, les monuments publics et les édifices privés dénotent un confort qui n'exclut pas un brin de coquetterie. Le jardin public est tracé avec un véritable goût artistique : ses allées plantées de caoutchoutiers, de ficus et d'autres essences convergent vers le centre où s'élèvent un bassin pourvu d'un jet d'eau et un kiosque à musique autour duquel des générations danseront. Les trottoirs des boulevards et des rues sont bordés d'arbres magnifiques qui transforment les chaussées en allées ombragées sous d'épais feuillages. On sent qu'il fait bon vivre dans cette charmante cité si hospitalière aux étrangers ».

La figure 2 montre le barrage en maçonnerie et son nouveau profil en terre.

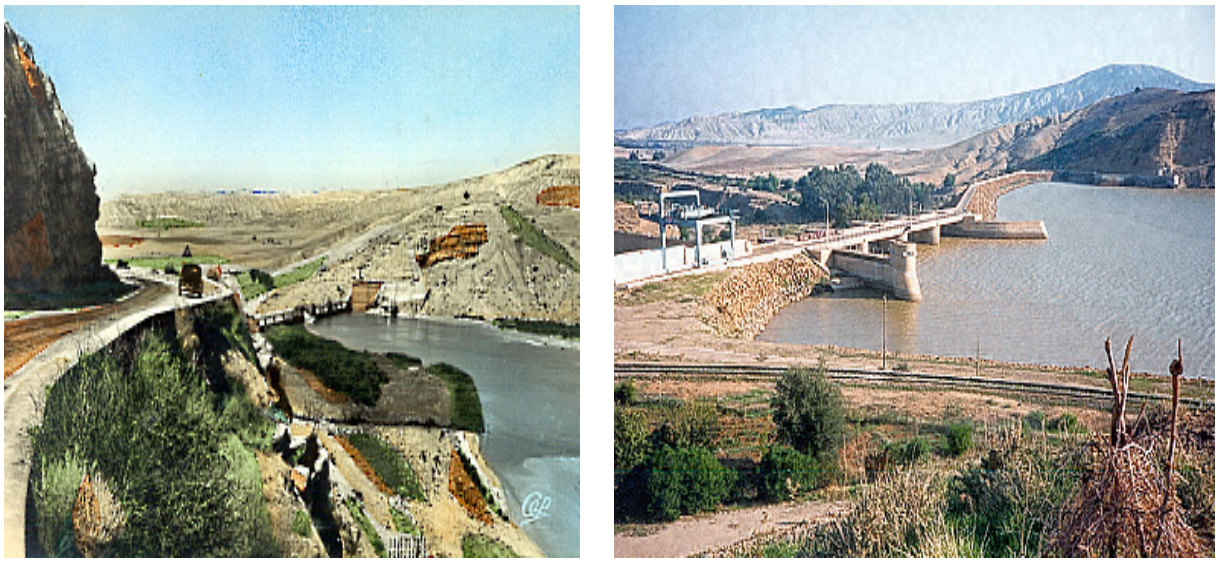


Figure 2. Barrage de l'Habra en 1958 (à gauche) dans son état initial en maçonnerie et en 1986 (à droite) reconstruit (en terre), la voie étroite de chemin de fer est inchangée.

2. La construction du barrage de l'Habra et son état actuel (historique)

Il n'était pas envisagé de créer un centre de colonisation sans étudier au préalable le problème vital de l'eau, dans une région où l'été est synonyme de sécheresse. La construction d'un barrage sur l'Habra en amont du futur centre de Perrégaux était déjà évoquée dès avril 1853 sur la création du futur centre de Perrégaux :

« ... l'étude relative au barrage qui doit relever le niveau des eaux de l'Habra et les verser dans la plaine, n'est pas encore faite et sera commencée seulement cette année... des fonds sont alloués pour l'étude du barrage et des grands canaux d'arrosage au moyen desquels on pourra porter au loin les eaux de l'Habra, qui dès lors deviendront une cause de fertilité au lieu d'être une source d'infections et de maladies... Le village sera alimenté par les eaux de la rivière qui sont saines et ne sont nullement saumâtres. Ces eaux peuvent être amenées par les canaux d'irrigation très près du village et probablement sur le plateau même …»

Alimentée par l'Oued Habra, la plaine de l'Habra était constituée de terres marécageuses qu'il fallait assainir et irriguer. Cette opération s'inscrivait dans le cadre d'un projet gigantesque, insufflé par les premiers colons installés à Perrégaux.

L'ouvrage construit de 1865 à 1871, était un barrage-poids en maçonnerie hydraulique de 316 mètres de long flanqué en rive droite d'un mur de 30 mètres faisant un angle de 120° avec l'ouvrage central, et en rive gauche d'un déversoir de 125 mètres de long faisant un angle de 35° avec le prolongement de l'axe du barrage. Le déversoir était fait de deux murs verticaux réunis par un glacis en pente; sa crête était à 1,60 mètre en contrebas de la plate-forme du barrage. La hauteur au dessus du thalweg était de 35 mètres; la hauteur totale au dessus du point le plus bas des fondations était de 43 mètres, la largeur maximum des fondations atteignait 33 mètres. La capacité totale de la cuvette était évaluée à 30 millions de mètres cubes. Le déversoir est un des éléments nécessaires d'un barrage réservoir; son but est de servir à l'écoulement des eaux de crues lorsque le réservoir est plein. Il est construit en fonction du volume des grandes eaux. Sur l'Habra, le débit des crues était estimé entre 400 et 500 m3/s.

Catastrophes survenues : Le 10 mars 1872, une crue exceptionnelle estimée à 700 m3/s provoqua la rupture du déversoir en créant une brèche de 55 mètres de longueur sur 12 mètres de hauteur. Le débit d'eau sortant de la brèche fut évalué à 5600 mètres cubes par seconde et plus de 200 000 m3 de déblais furent entraînés. Il fut reconstruit sous forme d'un mur unique, profilé pour éviter les affouillements, basés sur de solides fondations après remplissage des excavations découvertes dans le rocher, et définitivement terminé en mai 1873.

Le 15 décembre 1881, le barrage cédait à nouveau. Une crue de 850m3/s emporta 125 mètres du barrage sur la rive droite. La reconstruction du barrage dura deux années, de 1883 à 1885, avec modification du profil.

Il avait plu toute la semaine et le vendredi 25 novembre 1927, le niveau de l'eau ne cessait de monter obligeant les responsables du barrage à ouvrir les vannes d'évacuation à leur débit maximum. Cette opération ne suffit pas à diminuer la pression qui s'exerçait sur le barrage-poids. En 22 heures et 20 minutes, le plan d'eau s'éleva de 27,85 m! Le samedi matin, à 10 h 45, le barrage de 32 m de hauteur, se mettait à vibrer. Soudain le barrage fléchissait dans son milieu, s'ouvrait, et une énorme trombe d'eau jaillissait au point de rupture. Une brèche de 16 m de hauteur sur 200 m de largeur s'est formée au milieu du barrage (figure 3).

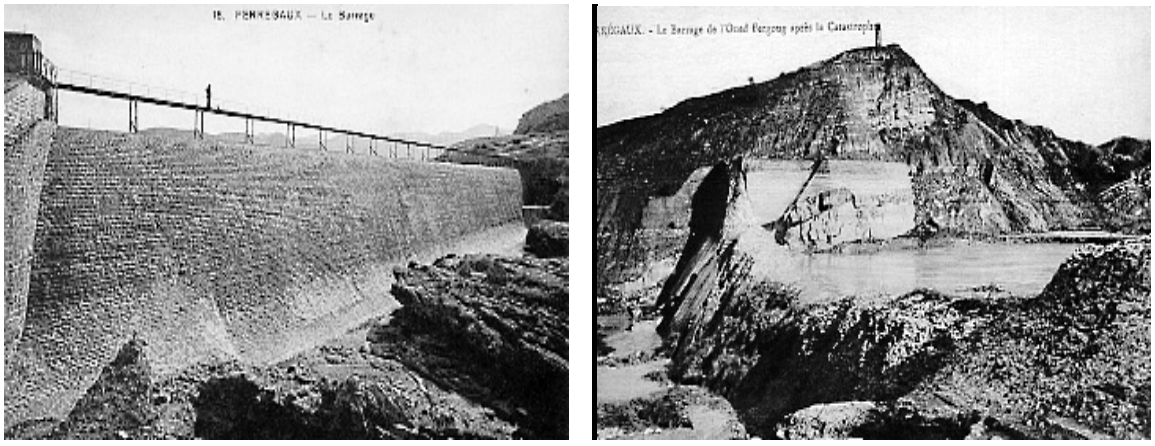


Figure 3. Le mur du barrage avant (à gauche) et après (à droite) la rupture de1927.

Reconstruction et état actuel du barrage : Reconstruit au cours des années 1967 à 1969, l'ouvrage de Fergoug est aujourd'hui un barrage en terre, avec un noyau étanche et un déversoir muni de vannes. Depuis la modification de son profil, le barrage de Fergoug dont la capacité de stockage était de 17 millions de m^3 en 1970, a été soumis à un phénomène d'envasement progressif. Au bout de sept années (en 1977) sa capacité a chuté à 9.67 millions de m^3 ; soit un taux annuel d'envasement dépassant un million de m^3. De 1986 à 1989, un curage par dragage a permis de récupérer un volume important, où plus de 10 millions de m^3 ont été récupérés pour le stockage de l'eau. Avant de procéder à ce curage, il fût nécessaire d'estimer les quantités de matières solides emmagasinées ainsi que leurs propriétés d'état (Mekerta et al, 2007), 12 sondages profonds (6 à 28 m) dont la situation est montrée sur la figure 1 ont été réalisés. L'envasement du barrage est estimé aujourd'hui à plus de 14 millions de m^3. En 2005 une deuxième opération de dragage est lancée visant à récupérer une partie des volumes perdus tout en connaissant les conséquences environnementales que cela implique. Dans son état actuel, le barrage présentant un fort taux d'envasement, ne répond plus aux fonctions initiales pour lesquelles il fût conçu. Son historique met en évidence l'importance d'un ouvrage de retenue d'eau

pour la région à caractère agricole et pastoral. L'inexistence d'autre site d'implantation pour un autre ouvrage de remplacement, ni d'autres moyens de stockage de l'eau impose la nécessité de récupération des volumes perdus par dragage. Si au départ la construction du barrage a transformé la région en aires fertiles sources de richesse, les efforts de maintien de l'ouvrage en activité n'ont malheureusement pas été à la hauteur de l'envergure des conséquences de l'érosion. La facture de l'autre expérience acquise suite au dragage des vases et leur simple largage en aval de la digue, a été aussi lourde : l'entraînement de nouveau des vases en aval du barrage et jusqu'à l'embouchure a accentué l'étendue de la catastrophe écologique survenue dans la plaine de l'Habra, suite aux dépôts des sédiments.

3. Erosion – Envasement : phénomènes liés

L'envasement des retenues et des estuaires est lié directement aux phénomènes de l'érosion des sols du bassin versant. Les processus de l'érosion ont des définitions diverses, suivant les auteurs. Nous retenons la définition qui combine l'arrachement (creusement de la surface du sol, dégradation et altération des roches) et le transport de matériaux. L'arrachement des particules, le transport de matériaux et la sédimentation constituent les trois termes de l'évolution géodynamique de la croûte terrestre conduisant à une pénéplanisation des reliefs montagneux sur l'ensemble du globe.

La définition des effets de l'érosion suivant la trilogie « creusement, transport et accumulation des matériaux » conduit à imaginer un système fluvial idéal comprenant 3 zones (Olivry, 1991) :

- La zone 1 correspond à la zone de production des matériaux (amont),
- La zone 2 est celle des transferts des matériaux arrachés en zone 1 (cours d'eau),
- La zone 3 couvre les sites des dépôts de ces matériaux (retenues et estuaires).

Dans les processus de l'érosion il apparaît que l'eau en est le principal agent moteur. Elle est la cause première de l'altération des roches qui donnent des particules, du détachement et de l'arrachement des agrégats. L'énergie cinétique développée par le ruissellement permet l'enlèvement des agrégats détachés, le creusement du sol et le transport des matériaux qui sont déposés ou accumulés progressivement avec la dissipation de cette énergie. Les lacs créés par les barrages représentent des zones de décantation privilégiées une fois cette énergie dissipée. Ainsi, l'envasement des retenues est la conséquence directe et l'une des plus dramatique des phénomènes de l'érosion des sols.

La recherche de solutions nécessite la prise en compte du problème dans son ensemble c'est à dire l'étude des causes du comblement et du comportement des sédiments à l'extérieur de la retenue ainsi que dans la cuvette.

3.1. *Particularités des pays à climat semi-aride*

Parmi les régions le plus touchées par l'érosion et l'envasement des retenues, figure l'Algérie. Certains barrages ont été complètement abandonnés, d'autres posent actuellement de grandes inquiétudes et finiront par périr si des mesures urgentes ne sont pas entreprises. En 2002, l'auteur Remini donne pour l'année 2000 un volume cumulé de plus de 650 millions de m3 de sédiments se trouvant dans 98 barrages.

D'après la figure 4, la forte érosion du bassin versant du barrage de Fergoug peut être expliquée par la situation climatique semi-aride de l'Algérie du nord. De son côté le figure 5 indique qu'en Afrique du nord l'érosion est très variable selon les périodes et les sites, ce qui complique les études globales. Chaque site doit être considéré de façon isolée.

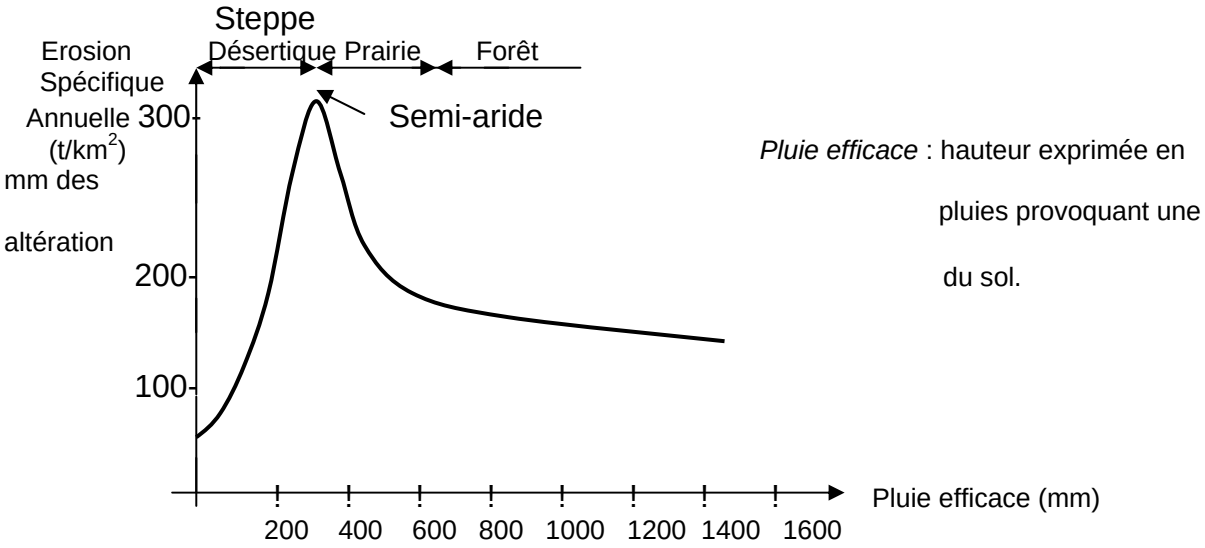


Figure 4. Diagramme schématique montrant l'érosion spécifique en fonction du climat (Selon Langbein et Schumm, 1958)

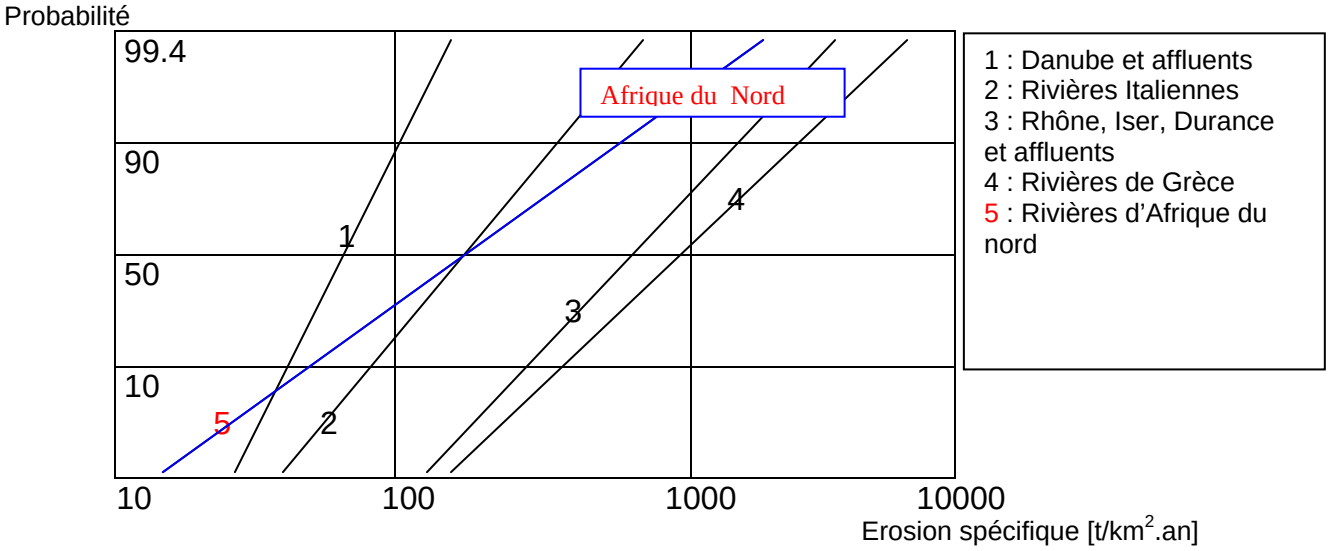


Figure 5. Distribution de la probabilité de l'érosion pour différents bassins versants (A. Demmak, 1982).

3.2. ***Environnement géologique du barrage*** *(d'après Belazreik et Arents, 1999).*

Géologie Régionale : La région de Perrégaux est de prépondérances marneuse du tortinien et argileuse de helvétien, les monts qui succèdent sont de formation récente due à plusieurs épisodes tectoniques, consécutivement à la montée des trias qui s'est opérée assez récemment dans une ligne de démarcation. Le départage de la zone de calcaire aptien et albien n'apparaît que vers la rive droite, la confirmation

est marneuse du sénonien encaissée dans le grès pliocène, plus au nord la prédominance des marnes s'alternent avec des traînées d'alluvions anciens.

Géologie du bassin versant : Cette cuvette est sise dans une zone à tendance marneuse et marneuse gréseuse du sénonien inférieur, l'étendue de la rive gauche présente une composition complexe avec un gîte éventuel de fossiles, dans cette étendue le grès du miocène moyen est localisé dans un espace assez restreint du côté du confluent, un faible gisement de poudingue d'argile et de basalte apparaît sur la rive droite, plus à l'amont la région est dominée par des marnes du Sénonien et des grès du Miocène supérieur (Bouchetata, 2006) .

Stratigraphie : Les principaux étages intéressants le site du barrage sont les suivants : Le barrage actuel repose entièrement sur les grés du Miocène inférieur, l'étage comprend deux niveaux : les argiles rouges et poudings de base et les grés calcareux du Cartenien. Le Cartenien est transgressif et discordant sur les marnes et les calcaires marneux de Crétacé supérieur qui effleurent à quelques centaines de mètres en amont de l'ancien barrage et en rive droite.

Formations récentes, Terrasses : Reposant sur l'ancienne terrasse conglomératique, on trouve des sédiments qui forment la haute terrasse de l'oued (en aval et en rive droite, est mise en évidence une basse terrasse analogue à la précédente, située topographiquement à 10 ou 15 mètres plus bas).

Alluvions: Les alluvions récentes sont peu développées au niveau de l'ouvrage actuel mais s'étendent plus largement en aval. Elles sont constituées de galets de taille variable de grès ou de calcaire dans les sables et vases meubles.

Eboulis : Ils se sont formés à partir du grès Cartenien actuel, ils recouvrent les deux versants. Au pied de l'ancien déversoir, ils constituent une large plage de grès fins.

Tectonique : Le Cartenien a un pendage variable, assez fort dans le nord - nord ouest ; c'est à dire vers l'aval, on peut relever des valeurs extrêmes de l'ordre de 40° mais généralement, il a une valeur moyenne de 20°. Comme le Cartenien les marnes grises bleues ont un pendage vers l'aval difficile à chiffrer, les terrains postérieurs au Miocène sont sub-horizontaux et n'ont pas été affectés par la tectonique.

4. Conséquences du rejet des vases en aval

La plaine de l'Habra qui s'étend sur une centaine de kilomètres en aval du barrage de Fergoug a subi des dégradations irréversibles suite aux dépôts des sédiments charriés lors des catastrophes historiques, transformant de vastes aires fertiles en marais.

Figure 6. Rejet de la vase draguée (à gauche), et entraînement de la vase vers la-plaine de la Mactaa en aval (à droite)

Depuis la reconstruction du barrage et sa remise en eau en 1970, le barrage résiste mieux aux apports liquides des crues mais les particules solides se retrouvent piégées dans la cuvette et accélèrent l'envasement. Suite aux dragages, les matériaux déposés sans protection adaptée sont resoumis à l'érosion depuis leurs aires de stockage et leur entraînement vers la plaine de l'Habra continue de façon encore plus spectaculaire (Figure 6).

5. Conclusions

Malgré la diversité des problèmes liés à l'envasement des retenues, la récupération des volumes de stockage des retenues existantes est une priorité. Si la construction de nouveaux barrages peut être envisagée, elle reste confrontée dans de nombreux cas à l'inexistence de site de remplacement.

Les 10 millions de m3 de vases draguées à Fergoug ont mis en évidence la complexité du problème, et le simple rejet en aval des matériaux récupérés est une solution simpliste qui doit être évitée pour préserver l'environnement déjà fortement endommagé. Le recours à la valorisation de ces matériaux aura pour conséquence de ne plus les considérer comme déchets encombrants mais plutôt comme matière première.

Que ce soit par dragage ou par soutirage la programmation d'opérations périodiques de vidange est nécessaire. Les volumes considérables de matières solides qui en résultent, avant valorisation nécessitent des traitements appropriés et un stockage en harmonie avec leur environnement. Le dragage constitue la phase ultime qui traduit clairement les insuffisances des autres moyens de lutte contre l'envasement utilisés en amont (en zones 1 et 2). L'adoption des techniques de dragage doit passer par la caractérisation et l'identification de la vase pour le choix des moyens de vidange ainsi que le stockage des matières récupérées.

6. Références bibliographiques

Belazreuk R. & Arents H. (1999) « Envasement des barrages Algériens », PFE d'ingénieur en hydraulique, Université des Sciences et de la Technologie d'Oran (Algérie).

Bouchetata A. & Bouchetata T. (2006) « Propositions d'aménagement du sous bassin versant de l'oued Fergoug (Algérie) fragilisé par des épisodes de sècheresse et soumis à l'érosion hydrique », revue Sècheresse vol. 17, n°3, pp. 415-424.

Demmak A. (1982) « Contribution à l'étude de l'érosion et des transports solides en Algérie Septentrionale », Thèse de Docteur Ingénieur, Université de Pierre et Marie Curie, Paris.

Langbein et Schumm, (1958): dans « Cours d'initiation à l'étude et à la mesure de l'érosion et des transports solides » de Olivry J. C., INPL, Nancy,1991.

Mekerta B., Semcha A., Bendaoud M., Troalen J.P. (2007) « Caractérisation et répartition spatiale des propriétés géotechniques des sédiments d'envasement de la retenue du barrage du Fergoug », Colloque International sur les Sols et Matériaux à Problèmes (SOMAPRO 2007), Tunis du 9-11, pp. 79-86.

Olivry J. C. (1991) « Cours d'initiation à l'étude et à la mesure de l'érosion et des transports solides », INPL, Nancy.

Remini B. (2002) «Quantification du transport solide dans le bassin versant de l'oued Isser. Application à l'envasement du barrage de Béni Amrane». 2ème Colloque Méditerranéen sur l'Eau et l'Environnement, Alger.

INFLUENCE DE L'ELASTICITE NON LINEAIRE DANS LE CALCUL DES EXCAVATIONS

INFLUENCE OF NON LINEAR ELASTICITY IN THE DESIGN OF EXCAVATIONS

Sébastien BURLON[1] et Hussein MROUEH[2]
1 Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Lille, 59482 Haubourdin, France
2 Laboratoire de Mécanique de Lille, UMR 8107, USTL, 59655 VILLENEUVE D'ASCQ, France

RÉSUMÉ – Cette communication présente, dans le cadre d'excavations, l'influence de différents modèles de comportement de sol présentant une partie élastique non linéaire. Les principaux mécanismes de déformation du sol autour d'une excavation induits par la prise en compte d'une élasticité non linéaire sont identifiés. Quelques conclusions relatives aux mouvements verticaux du sol constatés en arrière de l'écran sont alors présentées.

ABSTRACT – In the purpose of deep excavations design, this paper deals with the influence of different non linear elastic soil models. The main mechanisms of soil deformation around the excavation induced by the use of these nonlinear elastic models are identified. Some conclusions about the vertical soil movements calculated are presented.

1. Introduction

La réalisation de travaux dans des zones très urbanisées exige afin de préserver le bâti existant de prévoir avec une bonne précision les différents mouvements du sol notamment ceux verticaux. Dans le cas d'excavations, le calcul par la méthode des éléments finis ou des différences finies de ces déplacements verticaux notamment en arrière du soutènement reste une question délicate. En particulier, au cours des premières phases d'excavation, tant que le sol reste dans un domaine élastique, il se produit un soulèvement de ce dernier en arrière du soutènement alors que l'intuition laisse penser que c'est un tassement qui devrait être attendu.

Il apparaît donc nécessaire d'analyser ce phénomène et de proposer des solutions numériques alternatives basées notamment sur l'emploi de modèles présentant une partie élastique non linéaire. L'objectif de cette communication est d'une part de préciser l'influence de ce type de modèles sur les mécanismes de déformation du sol autour d'une excavation et d'autre part d'en fixer les limites d'utilisation d'un point de vue pratique.

2. Présentation de l'exemple de référence – Premiers résultats

1.1. Présentation de l'exemple

L'étude est réalisée en deux dimensions sur un modèle dont les données géométriques et géotechniques proviennent des excavations réalisées au début des an-

nées 90 à Villeneuve d'Ascq et à Roubaix lors de la construction du métro (figure 1). L'excavation modélisée est décomposée en 6 phases (phase 1 à 6) au cours desquelles le terrain est excavé par couche de 2 m de hauteur. La profondeur totale de l'excavation est de 12 m. La paroi moulée permettant l'excavation mesure 26 m de long et 1 m d'épaisseur. Aucun buton n'est mis en place afin de simplifier l'étude. Il est nécessaire de préciser qu'un tel soutènement ne serait pas réalisé dans la pratique.

Le modèle utilisé pour le sol est de type élastique parfaitement plastique (modèle 0). Le module d'Young augmente linéairement avec la profondeur selon la relation définie sur la figure 1 et le critère de rupture utilisé est de type Mohr-Coulomb avec une règle d'écoulement non associée. Le soutènement est modélisé par une seule couche d'éléments massifs et est supposé avoir un comportement élastique linéaire (figure 1). Aucun élément d'interface n'a été considéré entre les éléments massifs modélisant le sol en place et le soutènement. Les effets de la réalisation de l'écran sur le sol en place sont négligés. L'état initial est défini par un coefficient de pression des terres au repos K_0 égal à 1. Le maillage mis en œuvre est présenté sur la figure 2. Les calculs sont réalisés par la méthode des différences finies (Itasca, 2002).

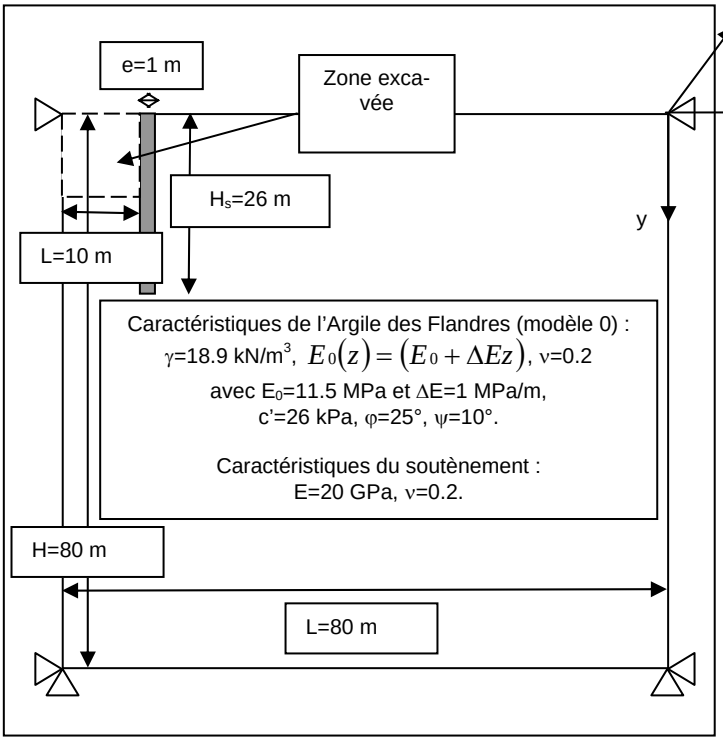


Figure 1. Données géométriques et géotechniques.

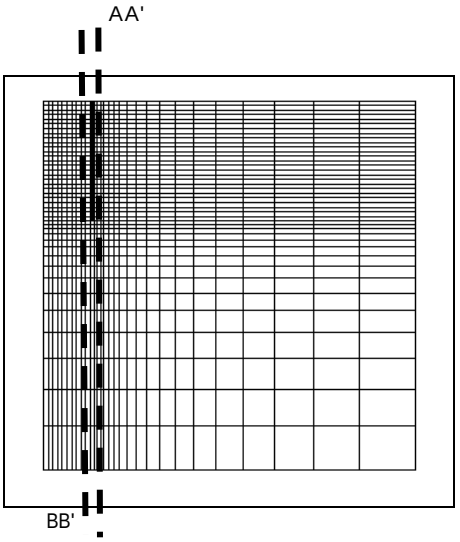


Figure 2. Maillage mis en oeuvre.

1.2. Premiers résultats

Les résultats obtenus vont tout d'abord être analysés en terme de chemins de contraintes selon les coupes AA' et BB' définies sur la figure 2 dans un diagramme (s,t) avec $s=-(\sigma_1+\sigma_3)$ et $t=-(\sigma_1-\sigma_3)$ où σ_1 et σ_3 désignent respectivement les contraintes principales extrêmes ($\sigma_1<\sigma_3$). La comparaison entre les chemins de contraintes observés dans les zones de poussée (figure 2) et de butée (figure 3) montre qu'il n' y a pas de différences sensibles entre ces zones au début de l'excavation. Les deux

chemins indiquent globalement un déchargement du massif de sol et une augmentation du déviateur des contraintes. Dans la zone en poussée, cette situation se poursuit et est amplifiée lors de l'apparition de la plasticité. Dans la zone en butée, la diminution de la contrainte moyenne est interrompue de par le déplacement horizontal de la paroi qui induit une augmentation de la contrainte horizontale provoquant ainsi une augmentation de la contrainte moyenne. L'entrée dans le domaine plastique se traduit, comme dans la zone de poussée par une diminution de la contrainte moyenne et du déviateur.

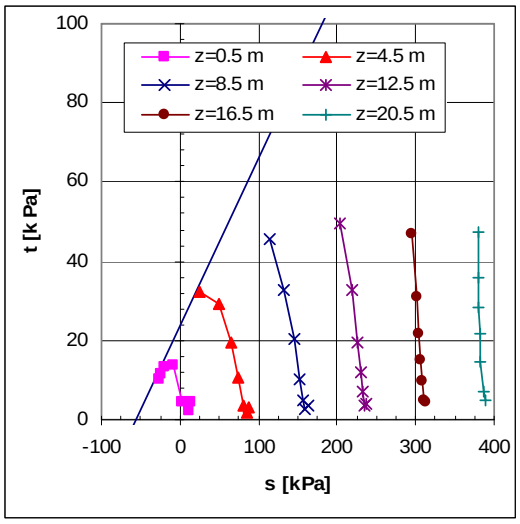


Figure 3. Chemins de contraintes suivant la coupe AA'.

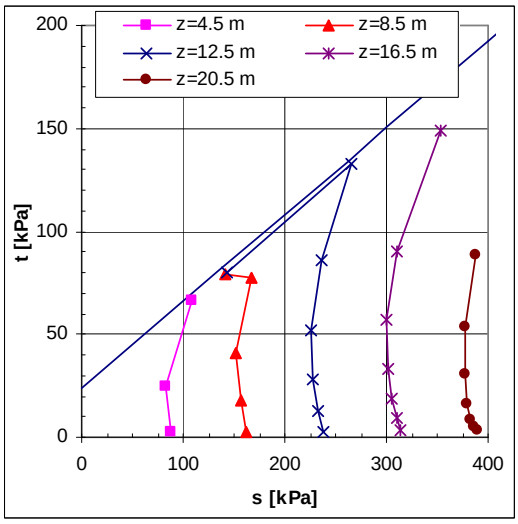


Figure 4. Chemins de contraintes suivant la coupe BB'.

En terme de mouvements du sol, il s'agit de s'intéresser à la déformée de l'écran ainsi qu'aux mouvements verticaux du terrain au niveau du fond de fouille et en arrière du soutènement. Les mouvements horizontaux du soutènement (figure 5) augmentent avec la progression de l'excavation hormis pour la phase 1 où un très faible déplacement de l'écran vers le terrain est calculé sous l'effet des forces de déconfinement appliquées au niveau du fond de fouille. Dans cette zone, le soulèvement du terrain augmente aussi avec la progression de l'excavation (figure 6). Pour la phase 1, le déplacement provient d'une décharge élastique du massif de sol et est d'autant plus important qu'il est calculé loin de l'écran. Pour la phase 6, une part du déplacement provient de la mise en butée du sol et le déplacement vertical le plus important est donc calculé à proximité de l'écran.

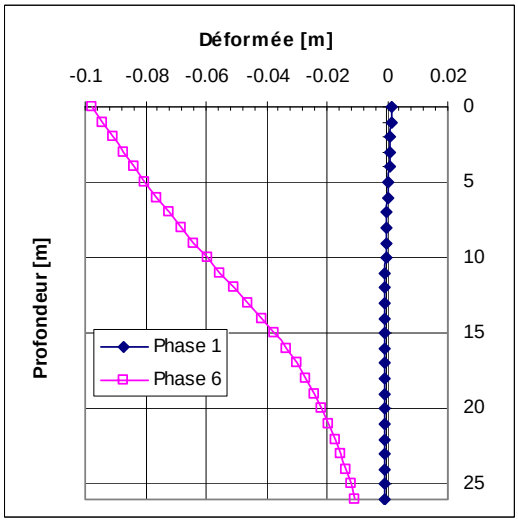


Figure 5. Déformée de l'écran.

En arrière du soutènement, sous l'effet des forces de déconfinement appliquées au niveau du fond de fouille, un soulèvement du terrain (qui semble contraire à l'intuition et aux mesures de chantier) est obtenu. Avec l'apparition de la plasticité, une inversion du mouvement est calculée mais elle n'est pas suffisante pour observer des tassements. On note simplement une légère inflexion (« cuvette de tassements ») dans la forme des déplacements verticaux.

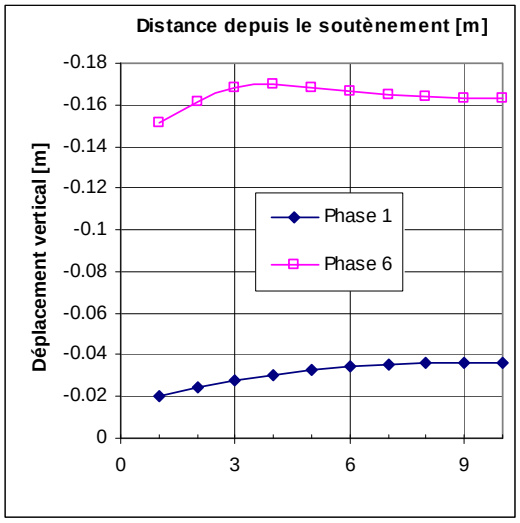


Figure 6. Soulèvement du fond de fouille.

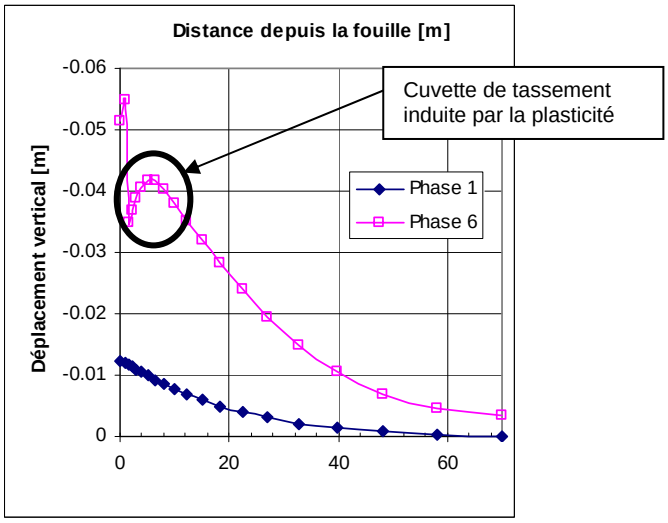


Figure 7. Mouvements verticaux du terrain en arrière de l'écran.

3. Prise en compte de l'élasticité non linéaire

3.1. Problématique

Le problème numérique mis en évidence précédemment est relativement ancien et est régulièrement évoqué dans la littérature depuis près de 30 ans (Burland et al., 1979). Une des solutions proposées est de modéliser le comportement élastique non linéaire des sols. Différentes techniques sont envisageables pour introduire des non linéarités dans les modèles de calcul. Il s'agit entre autre de relier les variations des différents modules élastiques, dans un premier cas à l'état de contraintes du matériau avec notamment les invariants comme la contrainte moyenne p et le déviateur J_2 (Janbu, 1963, Wong et Duncan, 1974 d'après Mestat, 1993) et dans un second cas au niveau de déformation avec en particulier les déformations déviatoriques ε_d (Jardine et al., 1986, Burland, 1989, Simpson, 1992).

3.2. Présentation des différents modèles

Dans le cadre de cette communication, seuls les modèles dépendant de l'état de contraintes vont être présentés. Les 3 modèles considérés sont de type élastique non linéaire parfaitement plastique. Les paramètres plastiques sont identiques au modèle 0. Les caractéristiques de la partie élastique sont les suivantes (tableau I) : le premier modèle (modèle 1) permet une variation linéaire du module d'Young E en fonction de la contrainte moyenne, le second modèle (modèle 2) permet une variation du module d'Young E en fonction du déviateur et le troisième modèle (modèle 3)

autorise une décroissance du module de cisaillement G et une augmentation du coefficient de Poisson ν en fonction du déviateur ce qui permet de maintenir le coefficient d'incompressibilité K constant. Le modèle 2 s'inspire des travaux de Janbu (1963) ainsi que Wong et Duncan (1974) et le modèle 3 de ceux de Fahey et Carter (1993).

La comparaison entre les modèles 1, 2 et 3 et le modèle 0 qui présente une élasticité linéaire où le module d'Young croît en fonction de la profondeur est possible car l'état initial est réalisé pour un coefficient de pression des terres au repos égal à 1. Les 4 modèles présentent, au début du calcul, en ce qui concerne les modules E, K et G les mêmes variations. Il est donc possible d'examiner de manière détaillée l'influence la contrainte moyenne et du déviateur des contraintes sur la cinématique de l'excavation.

Tableau I. Présentation de la partie élastique des différents modèles

	Description de la partie élastique du modèle
Modèle 1	$E(z,p)=E_0(z)\times\left(p/p_0\right)$ si p>0 et $E(z,p)=E_0(z)$ si p<0 avec $p_0(z)=\gamma z\dfrac{(1+2K_0)}{3}$
Modèle 2	$E(z,J_2)=E_0(z)\left(1-R_f\left(J_2/J_{2\max}\right)^{0.5}\right)$ avec R_f=0.9 si p>0 et $E(z,J_2)=E_0(z)$ si p<0 $J_2=\dfrac{1}{6}\left[(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_1-\sigma_3)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2\right]$ $J_{2\max}=\dfrac{{q_{\max}}^2}{3}$ et $q_{\max}=\dfrac{6c\cos\varphi}{3-\sin\varphi}+\dfrac{6\sin\varphi}{3-\sin\varphi}p$
Modèle 3	$G(z,J_2)=G_0(z)\left(1-R_f\left(J_2/J_{2\max}\right)^{0.5}\right)$ si p>0 et $G(z,J_2)=G_0(z)$ si p<0 $\nu(z,J_2)=\left(\dfrac{\left(1+\nu_0-(1-2\nu_0)\dfrac{G(z,J_2)}{G_0(z)}\right)}{2(1+\nu_0)+(1-2\nu_0)\dfrac{G(z,J_2)}{G_0(z)}}\right)$ $K(z)=K_0(z)$

3.3. Résultats

L'analyse de l'état de contraintes à la fin du calcul peut être directement réalisée à partir de celle des modules d'Young calculés au niveau des coupes AA' et BB' (figures 8 et 9).

Dans la zone de poussée, les modèles 1, 2 et 3 fournissent des modules d'Young inférieurs au modèle 0. Pour le modèle 1, cette diminution est due à l'application des forces de déconfinement qui induisent une diminution de la contrainte moyenne. Pour les modèles 2 et 3, elle provient de l'augmentation progressive du déviateur dans la zone de poussée puis de l'apparition de la plasticité. La rotation de l'écran sur sa base favorise le cisaillement du matériau ce qui se traduit par une diminution encore plus nette du module d'Young vers la profondeur de 26 m. Dans la zone en butée (figure 9), les modèles 2 et 3 fournissent logiquement une diminution des mo-

dules d'Young. Le modèle 1 indique une diminution du module d'Young immédiatement sous le fond de fouille et puis une augmentation quelques mètres en dessous due au déplacement du rideau qui induit une augmentation de la contrainte horizontale et ainsi de la contraint moyenne.

Les variations de modules calculées se répercutent directement sur le champ de déplacement du sol autour du soutènement (figures 10 à 12). Les 3 modèles proposés donnent une déformée du soutènement (figure 10) plus importante qu'il faut associer à la diminution du module d'Young calculée en arrière de l'écran. Le modèle 2 fournit une déformée plus importante que le modèle 3 alors que ces deux modèles présentent des variations identiques pour le module de cisaillement G ce qui indique que le basculement du rideau n'est pas uniquement régi par le cisaillement du matériau. Au niveau du fond de fouille (figure 11), le soulèvement du terrain est essentiellement régi par les déformations volumiques du matériau. En effet, le modèle 3 indique un soulèvement du terrain bien moindre que le modèle 2 alors que ces 2 modèles présentent des variations de module d'Young sensiblement identiques. Les faibles soulèvements calculés avec le modèle 3 proviennent du fait que le module d'incompressibilité K reste constant au cours du calcul. Il est remarquable de noter que ces mouvements verticaux ne se répercutent pas en arrière de l'écran (figures 12 a et b). En effet, les soulèvements les plus importants sont calculés pour le modèle 1 alors que celui-ci fournit au niveau du fond de fouille un soulèvement du terrain bien inférieur au modèle 2 qui indique quant à lui une cuvette de tassement appréciable. C'est avec le modèle 3 que la cuvette de tassement la plus développée est obtenue.

Les calculs réalisés montrent que les soulèvement du terrain au niveau du fond de fouille et en arrière de l'écran obtenus numériquement obéissent à la fois à des mécanismes déviatoriques et volumiques. Toutefois, il apparaît que le soulèvement du fond de fouille est régi essentiellement par un mécanisme volumique tandis que c'est un mécanisme déviatorique qui affecte le terrain en arrière de l'écran. L'utilisation sur le plan pratique du modèle 3 paraît donc relativement intéressante. Ce modèle permet du fait de l'absence de variations du module d'incompressibilité K de maîtriser les déformations volumiques du fond de fouille.

L'élasticité non linéaire permet seulement d'atténuer les problèmes numériques mis en évidence. En effet, comme le montre la figure 13, à la fin de la phase 3, alors que la plasticité ne s'est pas encore suffisamment développée, les soulèvements du terrain en arrière de l'écran sont identiques aux 4 modèles mis en oeuvre.

Les conditions aux limites et notamment la hauteur du modèle ont trop d'importance sur la réponse du modèle. Pour une excavation, cette donnée géométrique est toutefois extrêmement importante notamment dans le cas où l'on sait que le soutènement n'est pas fiché dans un horizon de terrain permettant de supposer que celui-ci ne se déplacera pas. C'est en fait l'apparition de la plasticité qui va induire les écarts les plus importants. Celle-ci permet de montrer d'une part que les mouvements verticaux de part et d'autre de l'écran peuvent être dissociés et d'autre part que la mise en place de non linéarités sur la phase élastique ne modifie pas fondamentalement la cinématique calculée.

4. Conclusions

Cette communication a traité de l'influence de modèles présentant une partie élastique non linéaire dans le calcul des mouvements verticaux du sol autour d'une exca-

vation. Il apparaît que les mouvements verticaux du sol sont régis au niveau du fond de fouille par un mécanisme volumique et en arrière de l'écran par un mécanisme déviatorique. La plasticité induit un découplage entre les mouvements du fond de fouille et du terrain en arrière de l'écran et montre ainsi que la prise en compte d'une élasticité non linéaire n'est pas suffisante pour traiter le problème numérique du soulèvement du terrain provoqué par l'application de forces de déconfinement. La plasticité apparaît comme le mécanisme déclencheur de tassements en arrière de l'écran et inciterait donc à utiliser des modèles de comportement permettant de calculer immédiatement des déformations plastiques, c'est dire des modèles présentant un écrouissage dont l'évolution compte-tenu des chemins de contraintes observés serait pilotée par les déformations déviatoriques plastiques.

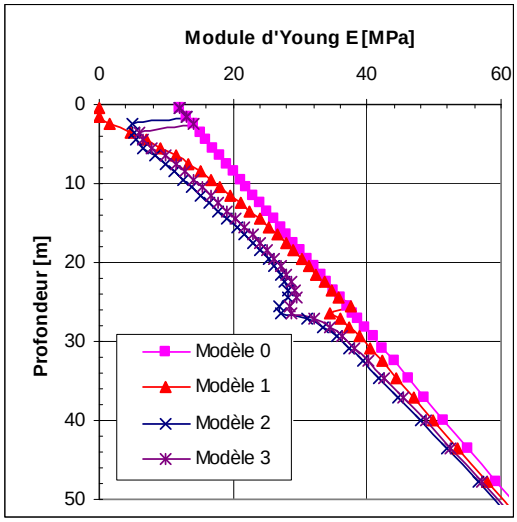


Figure 8. Variation du module d'Young (phase 6 – coupe AA').

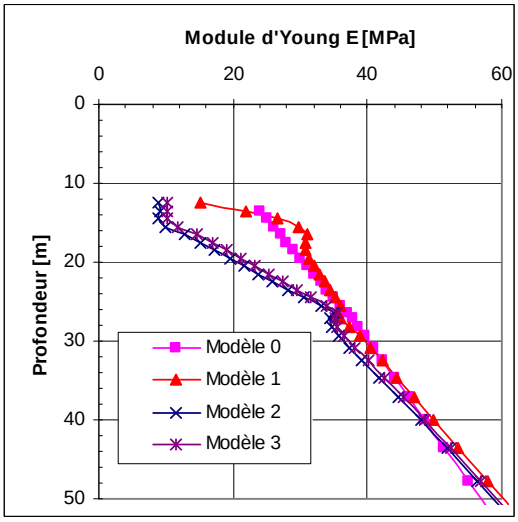


Figure 9. Variation du module d'Young (phase 6 – coupe BB')

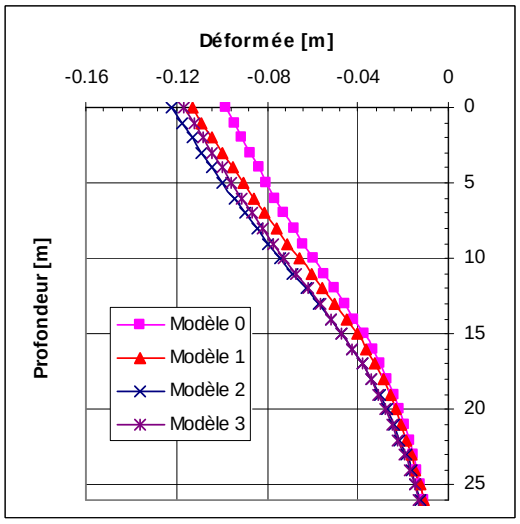


Figure 10. Déformée de l'écran (phase 6).

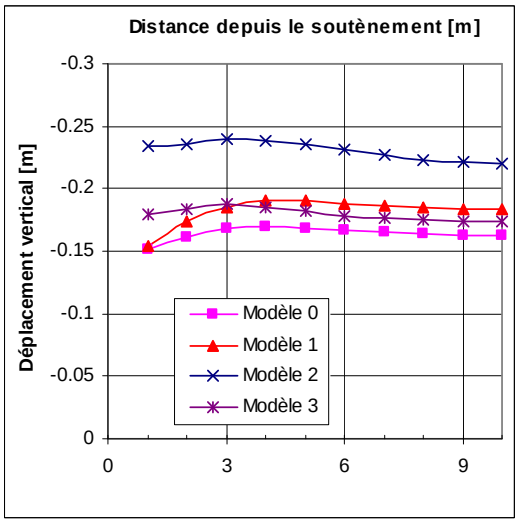
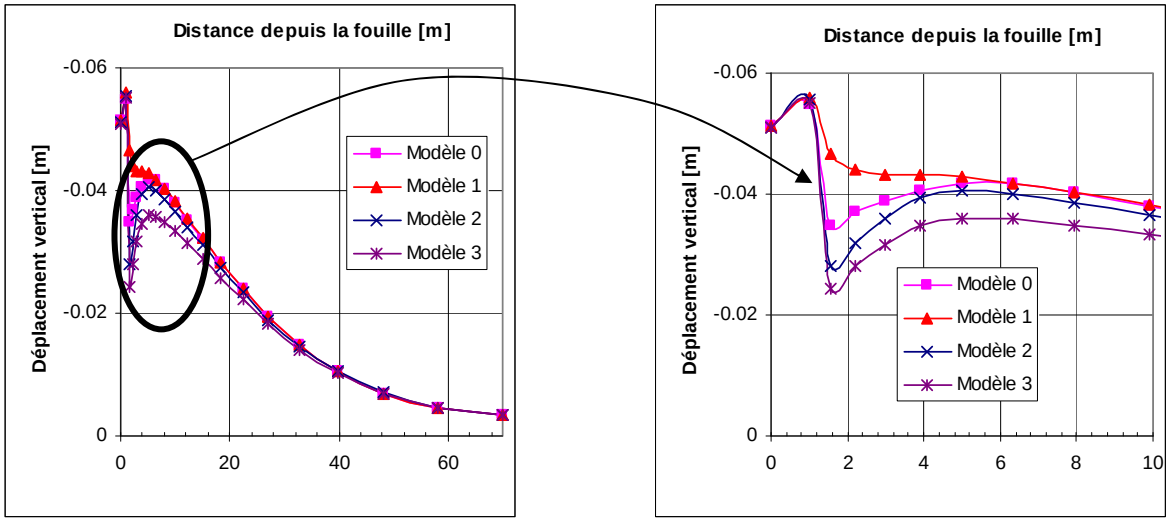


Figure 11. Soulèvement du fond de fouille (phase 6).

.



Figures 12 a et b. Soulèvement du sol à l'arrière du soutènement (phase 6).

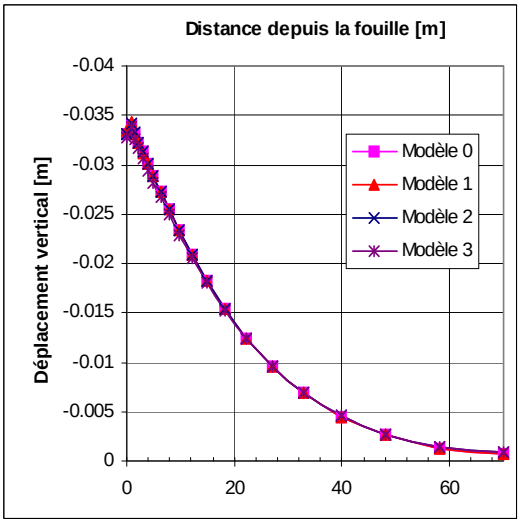


Figure 13. Soulèvement du sol à l'arrière du soutènement (phase 3).

5. Références bibliographiques

Burland J.B. (1989) Ninth Laurits Bjerrum memorial Lecture : "Small is beautiful" – the stiffness at small strains, Canadian Geotechnical Journal, 26, 499-516.

Fahey M. et Carter J.P. (1993) A finite element study of the pressuremeter test in sand using a nonlinear plastic model, Canadian Geotechnical Journal, 30, 348-362.

Itasca Consulting Group, Manuel d'utilisation de Flac3D, 2002.

Jardine R. J., Potts D. M., Fourie A. B., et Burland J. B. (1986) Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction, Geotechnique, 36, 377-396.

Mestat P. (1993) Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par éléments finis, Etudes et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, GT 52.

Simpson B. (1992) Retaining structures : displacement and design (32nd Rankine Lecture), Geotechnique, 42, 541-576.

CALCUL EN FIABILITE D'UN QUAI SUR PIEUX A PARTIR DE DONNEES D'INSTRUMENTATION

RELIABILITY ASSESSMENT OF A HARBOUR STRUCTURE FROM STRUCTURAL MONITORING

Humberto YAÑEZ-GODOY[1, 2], Franck SCHOEFS[2], Anthony NOUY[2]
1 OXAND S.A., 49 avenue Franklin Roosevelt 77210 Avon, France
2 Université de Nantes, Institut de Recherche en Génie Civil et Mécanique (GeM), UMR 6183 CNRS

RÉSUMÉ – Dans cet article on s'appui sur l'instrumentation d'un quai sur pieux afin d'établir une méthodologie de mise à jour des calculs de fiabilité par instrumentation de la structure. Cette approche repose sur la prise en compte, d'une part, des phénomènes naturels et mécaniques (marée, vent, poussée du remblai) et, d'autre part, de certaines conditions aux limites (dont l'interaction sol-tirant-plaque d'ancrage) de manière probabiliste.

ABSTRACT – In this paper the instrumentation of a pile-supported wharf is the support to establish the updating of a reliability assessment by structural instrumentation. This approach is based on the taking into account, on the one hand, of the natural and mechanical phenomena (tide, wind and embankment loading) and, on the other hand, certain boundary conditions (for example the soil-rod-anchoring plate interaction) in a probabilistic way.

1. Introduction

Le calcul en service d'ouvrages complexes où le sol joue un rôle déterminant reste encore un défit. Il est pourtant souvent nécessaire dès qu'il s'agit de prolonger la durée de service de certaines structures. Lorsqu'un remblai est réalisé, les conditions de mise en œuvre présentent un aléa important et rendent difficile voire impossible toute modélisation ultérieure du comportement réel. L'instrumentation est une piste explorée depuis une dizaine d'années dans différents types de structures dont une revue est disponible dans (Verdure, 2004). D'un coût acceptable (0,8 à 1,3% du projet), celle-ci fournit en effet de précieuses informations. Des analyses inverses sont alors nécessaires si l'on souhaite passer de l'analyse des données à la modélisation. Cet article se propose de travailler à partir d'une structure pilote de type quai sur pieux.

On introduit tout d'abord la problématique du calcul en fiabilité de structures existantes. Puis l'ouvrage et son instrumentation sont présentés. Les résultats sont commentés. La phase de modélisation des séries temporelles et de la mécanique de l'ouvrage est alors proposée en vue d'une identification des variables. L'article se conclut sur l'identification des variables et le calcul de fiabilité du quai.

2. Problématique du calcul en fiabilité de structures existantes

Le calcul de fiabilité implique la construction d'un critère de défaillance classiquement appelé fonction d'état-limite ou marge de sécurité dans des cas linéaires. Par

ailleurs, l'état-limite inclut non seulement les caractéristiques structurales qui assurent la portance des divers chargements (pour une période prédéfinie), mais aussi les critères de confort.

Nous considérons ici un critère d'état limite de type performantiel : $G = u_{max} - u_c$, où u_c est le déplacement critique qui traduit l'exigence du gestionnaire en terme de déplacement de la structure et u_{max} est le déplacement maximal le long de l'ouvrage. Le gestionnaire du Port Autonome de Nantes – Saint-Nazaire (PANSN) suggère un déplacement maximal le long du quai de 0,015 m. En effet, le déplacement de la plateforme quai engendre un déplacement du sol, un décompactage puis des tassements irréversibles derrière la plate-forme à la jonction entre cette dernière et le remblai (voir figure 1). Cette situation rend l'ouvrage quasi-inexploitable. Les déplacements sont ici calculés avec un modèle 2-D (Yáñez-Godoy, 2008) qui prend en compte la variable aléatoire caractérisant le comportement spatial du quai (variable identifiée dans la section 4.2) et les sollicitations du vent (Yáñez-Godoy et al., 2008a). La probabilité de défaillance P_f est alors calculée. Elle est définie par :$P_f = P(u_{max} > 0{,}015 \text{ m})$.

Figure 1. Tassements de la zone aval du quai TMDC-4, Montoir

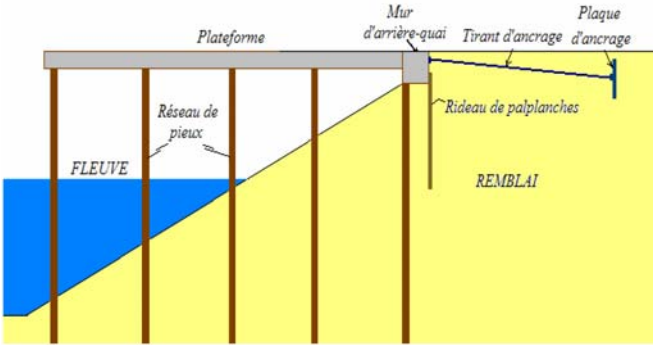


Figure 2. Éléments principaux du quai C-4

3. Présentation de l'ouvrage et de son instrumentation

3.1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage étudié, situé sur l'estuaire de la Loire, concerne l'extension du terminal à bois de Cheviré, poste 4 (référencé quai C-4 par la suite). Le quai C-4 est situé en aval du pont de Cheviré, à proximité de Nantes, sur la rive gauche de la Loire. Il s'agit d'un quai sur pieux de 180 m de longueur et 34,50 m de largeur, prévu pour recevoir des navires de longueur maximale 225 m et d'un tirant d'eau de 9,10 m. Le schéma de la figure 2 représente les éléments principaux du quai C-4.

On considère ici uniquement le comportement quasi-statique de ce type de quais. Les situations de chargement comprennent : (1) le chargement vertical venant du poids propre de la structure, des grues et du stockage ; (2) le chargement horizontal venant de la poussée du remblai sur le mur d'arrière-quai (actions dues au remblayage et aux variations de la marée), l'accostage et l'amarrage des navires et des actions du vent sur les grues. Les hypothèses principales, généralement admises, proviennent d'avis d'experts et d'études d'incertitudes réalisées pendant la préparation de l'Eurocode 7 (Magnan, 2006). Nous nous concentrons ici sur le chargement

où les risques et les incertitudes sont plus importants : les chargements horizontaux et particulièrement celui agissant de la rive vers le fleuve.

3.2. Instrumentation structurale

L'objectif étant d'analyser le comportement du quai sous chargement horizontal, on a choisi d'instrumenter les tirants d'ancrage, éléments sensibles du quai et non accessibles après le chantier, et de suivre des grandeurs comme le déplacement du quai, le niveau de la marée et de la nappe dans le remblai. En effet, le quai étant peu exploité durant la prise des mesures, et aucune relation entre la présence d'un navire (sans tempête) et le niveau d'effort n'ayant pu être mise à jour, seuls les chargements de remblai sont analysés.

Le quai a été instrumenté sur douze tirants d'ancrage, régulièrement répartis sur la longueur de l'ouvrage, afin de suivre l'effort normal (voir figure 3). L'originalité de cette instrumentation se trouve dans la volonté de disposer d'une forte proportion de tirants instrumentés (30%) permettant de dégager les variations spatiales et de réaliser des modélisations probabilistes s'appuyant sur un traitement statistique. Le choix d'une instrumentation située derrière l'arrière-quai permet d'éviter le traitement du frottement latéral sur les tirants, identifié comme phénomène important par (Verdure, 2004) et constaté aussi sur le quai du port de Calais (Delattre et al., 1999a), sur le quai d'Osaka au Havre (Delattre et al., 1999b), sur le quai Port 2000 (Marten, 2005) et sur le quai Altenwerder (Gatterman et al., 2001).

De plus, des mesures de hauteur de nappe d'eau dans le remblai ont été faites à l'aide de trois piézomètres implantés derrière le mur d'arrière-quai et reliés au poste d'acquisition (de type Campbell Scientific « CR10X ») qui centralise l'ensemble des données. Enfin, un marégraphe mesure le niveau réel de la marée toutes les 5 minutes. Le marégraphe du PANSN est situé à 1 km en aval du Pont Cheviré. Les données sont rapportées au zéro des CM.

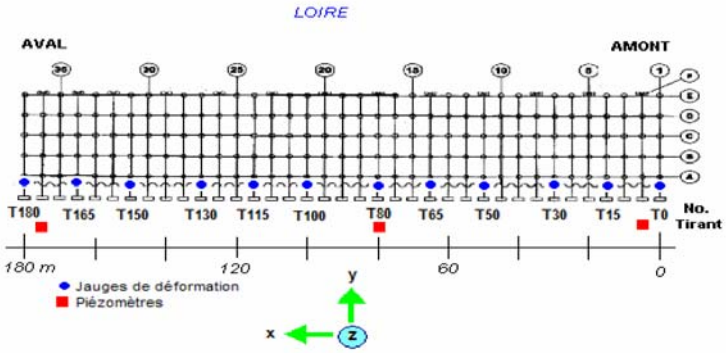


Figure 3. Schéma de la répartition de l'instrumentation le long du quai C-4

4. Résultats de l'instrumentation

La modélisation du comportement de tirants passifs dans des remblais reste un sujet d'investigation en géotechnique. Certains calculs par éléments finis permettent de répondre en partie mais la question de l'ajustement des paramètres reste délicate (Marten, 2005). Avec l'instrumentation, on cherche donc à caractériser un comportement global du complexe **« sol-tirant-plaque d'ancrage » (*STPA*)**.

On encadre les analyses des mesures d'efforts dans les tirants d'ancrage du quai en ciblant les deux types de variations qui caractérisent ces efforts :

- variations temporelles : des variations à moyen terme, où se pose la question des niveaux d'efforts au cours d'un même mois (une période de révolution de la lune) et des variations à court terme, où nous nous intéressons à l'amplitude des efforts durant une marée au cours d'une demi-journée ;
- variations spatiales : des variations d'un tirant à l'autre.

Parmi les résultats importants (Yáñez-Godoy, 2008), on a constaté une forte dispersion dans l'espace et le temps :

1) des profils d'efforts repris par les tirants le long du quai (voir figure 4)
2) de la sensibilité des tirants à la marée.

Le *premier point* renvoie aux conditions initiales au cours du chantier. En effet, le constat du passage répété d'engins d'approvisionnement au niveau des tirants T0 à T65 au cours du chantier nous permet de conjecturer un compactage plus important du remblai sur la partie amont du quai.

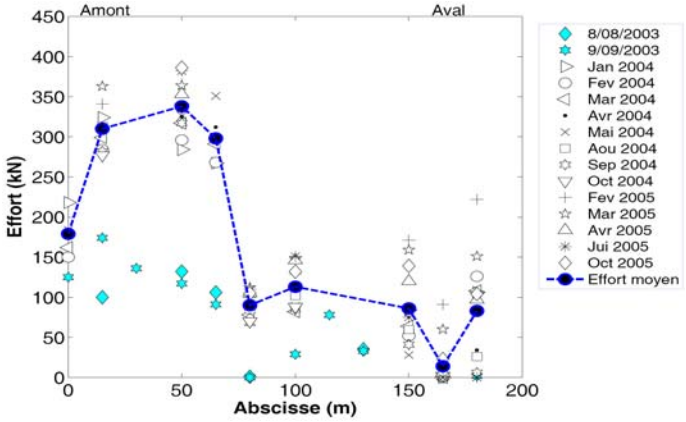


Figure 4. Variabilité de l'effort à moyen terme le long du quai C-4

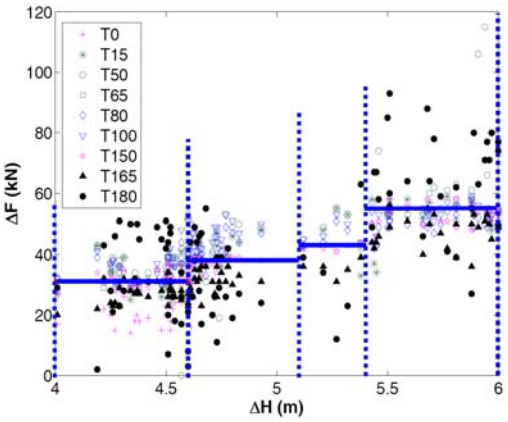


Figure 5. Variation de ΔF versus ΔH

Le *second point* est directement lié à la raideur du complexe *STPA*. On a montré (Yáñez-Godoy et al., 2008b), qu'en présence de forts coefficients de marée (supérieurs à 90), le comportement de chaque tirant pouvait être représenté par un coefficient de sensibilité à la marée, défini comme le ratio entre la variation des efforts au cours d'une marée et la variation de hauteur d'eau dans le remblai correspondante. Ici, en situation de tempête, on se trouve en général dans la situation de forts coefficients et on analyse les valeurs de sensibilité obtenues avec des coefficients de marée (*CMAR*) de [95 ; 111]. La figure 5 montre la variation de l'effort ΔF versus la variation des niveaux d'eau de la Loire ΔH pour l'ensemble des tirants d'ancrage pendant des marées descendantes de fort *CMAR*. Nous notons une évolution croissante de ΔF à mesure que ΔH augmente. Les intervalles $I_{\Delta H}$ pour chaque quai de la figure 5 sont identifiés sur la base d'une variation moyenne inférieure à 10% par intervalle.

L'analyse statistique des mesures, l'étude de l'effet de la marée et l'identification des sources d'aléas et d'incertitudes va nous permettre de définir un modèle stochastique mécano-probabiliste représentatif du comportement global du quai.

5. Modélisation mécano-probabiliste et calcul en fiabilité

5.1. Modélisation du processus spatio-temporel

Pour représenter l'aléa en terme d'effort à la marée étale et de sensibilité d'effort à la marée, on choisit un modèle de comportement unilatéral du complexe *STPA* de type fil (voir figure 6) à un seul paramètre : une raideur mécanique, *k*, aléatoire qui permet de justifier la variabilité de chargement le long de l'ouvrage.

On fait l'hypothèse d'un découplage des deux phénomènes énoncés dans la section précédente : les variations d'efforts dans les tirants à moyen terme le long du quai et la sensibilité des tirants à la marée. Il s'agit de suites finies d'observations indexées par le temps. On considère qu'une série temporelle observée est la réalisation d'un processus aléatoire.

L'effort total dans les tirants (*F*) peut être caractérisé comme un processus stochastique indexé en espace par l'abscisse *x* et en temps *t*, $F(x,t,\theta)$. Les capteurs enregistrent des réalisations de trajectoires de ce processus : $F(x_i,t_j,\theta_k)$. Nous observons alors un effort total dans les tirants caractérisé par :

$$F(x,t,\theta) = F_r(x,t) + Ku(x,t) \quad (1)$$

Où $F_r(x,t)$ est la composante permanente due au **chargement du remblai seul** $\boldsymbol{F_R}$ et $Ku(x,t)$ représente la composante due au déplacement du quai à partir de la position d'équilibre sous l'effort de remblai seul (composante simplifiée par le comportement du système *STPA*). On considère donc un découplage à ce niveau. Ce choix évite de résoudre un problème d'optimisation à un grand nombre de degrés de libertés (chargement extérieur, paramètres du modèle mécano-probabiliste, …).

D'abord, nous supposons que le processus stochastique de chargement des tirants est stationnaire et ergodique en temps. En particulier à un instant t_j, nous ne disposons que d'une réalisation $F(x_i,t_j,\theta_k)$ du processus. Par la suite et par abus d'écriture, nous ferons référence à ce processus de cette manière : $F(x,\theta)$. Cela implique que chaque réalisation de cette variable provient d'une mesure à un temps donné.

La génération du champ $F(x,\theta)$ par une seule variable $k(\theta)$ permet de réduire la complexité pour se concentrer sur un développement robuste de la méthode d'identification des caractéristiques de *k*. Le comportement au cours des marées de fort coefficient conduit à l'identification de la raideur équivalente *k* du complexe *STPA* pour le quai (voir section 4.2).

Le remblai génère, en l'absence de tout autre chargement, une précharge F_r (eq. 1) dans les tirants. La détermination du chargement déterministe du remblai est nécessaire en raison de la méconnaissance du chargement de la pression du sol et de l'impossibilité actuelle de prédire ce comportement avec des modèles numériques. En particulier, il a été montré (Verdure, 2004 ; Verdure et al., 2005) que les calculs d'analyse limite ne fournissent pas une borne supérieure aux efforts mesurés. Les méthodes aux éléments finis impliquent, quant à elles, le calage d'un grand nombre de paramètres a priori inconnus ou non mesurables directement dans une telle situation (Marten, 2005). Il paraît difficile dans ces conditions, de proposer un modèle robuste de chargement aléatoire de remblai. On reporte alors tout aléa et incertitude sur les paramètres du modèle mécano-probabiliste. La méthode inverse en utilisant l'algorithme du simplex est appliquée (Verdure, 2004 ; Yáñez-Godoy, 2008). Un modèle mécanique de type poutre de Timoshenko libre (modèle 2-D) permet de réduire

considérablement les temps de calcul. Ses paramètres ont été identifiés à partir d'un modèle complet 3D du quai et présentés dans (Yáñez-Godoy, 2008). Les résultats du chargement déterministe du remblai sont présentés en figure 6 ; pour les détails du calcul voir (Yáñez-Godoy, 2008).

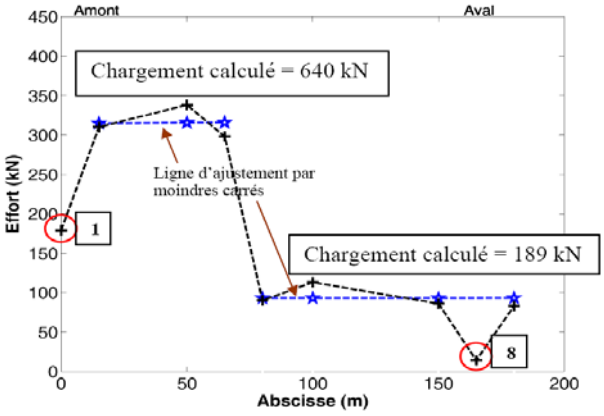


Figure 6. Calcul de la poussée du remblai F_R

5.2. Identification des caractéristiques de la variable aléatoire k

Afin d'identifier la variable $k(\theta|\Delta H)$, qui représente la raideur du complexe *STPA*, nous considérons trois étapes (Yáñez-Godoy, 2008) :

(a) Estimation, pendant une marée descendante, de l'évolution du chargement déterministe du remblai, appelé **chargement de marée $\Delta F_{CM}(I_{\Delta H})$**, selon $I_{\Delta H}$ (voir figure 5).
(b) Calcul des évènements $k(\theta|I_{\Delta H})$ en connaissant $\Delta F_{CM}(I_{\Delta H})$.
(c) Identification de la distribution de $k(\theta|I_{\Delta H})$ en utilisant l'identification sur le chaos polynomial (voir Yáñez-Godoy et al., 2008a)

L'étape (a) est nécessaire en raison de la méconnaissance du chargement de la pression du sol (Verdure, 2004 ; Verdure et al., 2005). La valeur déterministe de k_d est évaluée à 61,9 MN/m pour le quai Cheviré-4 : c'est une valeur nominale « raisonnable » car elle correspond à la raideur d'un tirant d'ancrage parfaitement encastré dans la plaque d'ancrage sans considérer l'interaction avec le sol. En fait la présence du sol tend à augmenter la raideur alors qu'un éventuel déplacement élastique de la plaque d'ancrage la réduit. Les valeurs obtenus pour $\Delta F_{CM}(I_{\Delta H})$ sont les suivantes : 64, 77, 87 et 111 kN.

Pour *l'étape (b)* chaque évènement $k(\theta_l|\Delta H)$ constitue une solution du problème d'optimisation :

$$k\left(\theta_l|I_{\Delta H}\right)=\arg\min_{k}\left(\lambda\left(k\left(\theta_l|I_{\Delta H}\right)\right)\right) \qquad (2)$$

ici $\lambda\left(k\left(\theta_l|I_{\Delta H}\right)\right)=\sum_{i=1}^{n}\left(\Delta F\left(x_i,\theta_l|I_{\Delta H}\right)-\Delta F^{c}\left(x_i,\Delta F_{CM}\left(I_{\Delta H}\right),k\right)\right)^2$; où $\lambda\left(k\left(\theta_l|I_{\Delta H}\right)\right)$ est la fonction de performance ; $\Delta F^{c}\left(x_i,\Delta F_{CM}\left(I_{\Delta H}\right),k\right)$ est la variation de l'effort dans un tirant d'abscisse x_i résultant d'un calcul avec le modèle 2-D, en appliquant un chargement de la marée $\Delta F_{CM}(I_{\Delta H})$, déterminée dans l'étape (a), et avec une raideur k. La série

d'évènements pour $k(\theta|\Delta H)$, est donc déduite de la solution de m problèmes inverses, où m représente la taille des échantillons de $\Delta F(x_i, \theta|I_{\Delta H})$. Ce problème se résout en utilisant l'algorithme du simplex.

Pour *l'étape (c)*, nous choisissons d'utiliser l'estimation du maximum de vraisemblance pour identifier la décomposition du chaos polynomial (CP) (Desceliers et al., 2007). Le problème est alors d'identifier les coefficients k_i de la décomposition unidimensionnelle du CP :

$$k(\theta) = k(\xi(\theta)) = \sum_{i=0}^{p} k_i h_i(\xi(\theta)) \tag{3}$$

où p est l'ordre de la décomposition du CP, $\xi(\theta)$ le germe Gaussien (chaos unidimensionnel), i.e. une variable normalisée et h_i le polynôme d'Hermite de degré i. L'algorithme de solution est décrit dans (Yáñez-Godoy, 2008 ; Schoefs et al., 2007). La moyenne et l'écart type de $k(\xi(\theta))$ sont : 61,2 MN/m et 9,1 MN/m. La valeur moyenne est autour de la valeur théorique (61,9 MN/m).

5.3. Résultats du calcul de fiabilité

Le calcul de fiabilité considère, d'un point de vue situation de calcul, la combinaison du chargement de tempête hivernale et le fort coefficient de marée. L'action du vent est modélisée par une surface de réponse agissant sur un portique et les forces résultantes $Fv_1(\theta)$ et $Fv_2(\theta)$, corrélées entre elles, sont ensuite décomposées sur le chaos polynomial (voir Yáñez-Godoy et al., 2008a).

Pour le calcul de la probabilité de défaillance, on recourt à des méthodes non intrusives (Berveiller, 2005) pour le calcul de la probabilité de dépassement du critère exigé. On s'intéresse aux déplacements maximums $u_{\max}$ du quai obtenus avec le modèle déterministe 2-D, où les chargements appliqués correspondent aux poussées du remblai à moyen terme, déterminés dans la section 5, et aux efforts du vent au pied du portique. L'équation à résoudre est la suivante :

$$\tilde{u}_{\max}(X_1(\xi_1)\cdots X_M(\xi_M)) = \sum_{j=0}^{P-1} u_j \Psi_j\left(\{\xi_k\}_{k=1}^{M}\right) \tag{4}$$

Les coefficients u_j s'obtiennent par simple projection orthogonale sur la base du CP ; $\{\xi_1,...,\xi_M\}$ sont les variables aléatoires gaussiennes centrées réduites ayant servies à développer chacune des variables aléatoires d'entrée du système : k et $Fv(\theta)$. L'algorithme de solution de l'équation 4 est décrit dans (Yáñez-Godoy, 2008). En considérant 15 mm comme valeur de u_c =, nous obtenons 4,73 mm pour $m_{u_{max}}$, 0,37 mm pour $\sigma_{u_{max}}$ et une probabilité de défaillance ($P_f = P(u_{max} > 15)$) = quasi-nulle (inférieure à la précision de calcul de 10^{-8} environ). Le fonctionnement en service du quai n'est pas altéré par une situation de tempête.

6. Conclusions

Dans le cas de structures complexes, le couplage de modèles mécaniques sophistiqués et de variables aléatoires rendant compte de la dispersion naturelle ou de

l'incertitude des paramètres est extrêmement délicate notamment parce qu'elle se heurte au problème de la caractérisation des variables (typologie des lois et paramètres ou premiers moments) et à celui du temps de calcul. Cet article s'est proposé, sur la base d'un modèle mécanique simple mais représentatif, d'identifier une variable aléatoire de type raideur caractérisant en situation de tempête le comportement du complexe « sol-tirant-plaque d'ancrage ». Un calcul de fiabilité montre ensuite que la probabilité de défaillance est extrêmement faible.

7. Références bibliographiques

Berveiller M. (2005) Eléments finis stochastiques : approches intrusive et non intrusive pour des analyses de fiabilité. Thèse Sci. de l'ing. Clermont-Ferrand, France : Univ. Blaise Pascal – Clermont II, Lab. de Mécanique et Ingénieries.

Delattre L., Mespoulhe L., (1999a) Étude expérimentale du comportement du quai en eau profonde du port de Calais. Rapp. no. 65. Paris, France : LCPC, 193 p.

Delattre L., Duca V., Scherrer P., Rivière P. (1999b) Efforts d'ancrage du quai d'Osaka au Port Autonome du Havre. Proc. 12th Eur. Conf. on Soil Mech. and Geotech. Engin., 713-718.

Desceliers C., Soize C., Ghanem R. (2007) Identification of chaos representations of elastic properties of random media using experimental vibration tests. Comp. Mech., 39 (6), 831-838.

Gattermann J., Bergs T., Rodatz W. (2001) Modified instrumentation and results of stress and deformation monitoring at the new quay wall construction – Container Terminal Altenwerder, Port of Hamburg. Proc. 8th Int. Conf. on Struc. Safety and Reliab. (ICOSSAR'01).

Magnan J-P. (2006) Eurocode 7 : calcul géotechnique. Tech. de l'ingénieur, traité Constr., C 240. France : Ed. T. I., Sciences et Techniques, pp. C240 (1-8).

Marten S. (2005) Etude expérimentale et méthodologique sur le comportement des écrans de soutènement. Thèse Sc. de l'ing. Paris, France : Ecole Nationale de Ponts et Chaussées, LCPC, 300 p.

Schoefs F., Yáñez-Godoy H., Nouy A. (2007) Identification of random material properties from monitoring of structures using stochastic chaos. Proc. 10th Int. Conf. on Applic. of Stat. and Prob. in Civil Engin. (ICASP10).

Verdure L. (2004) Cadre statistique du suivi en service des ouvrages de génie civil : application à un quai sur pieux. Thèse Sci. de l'ing. Nantes, France : Univ. de Nantes, Institut de Recherche en Génie Civil et Mécanique.

Verdure L., Schoefs F., Casari P., Yañez-Godoy H. (2005) Uncertainty updating of an on-pile wharf after monitoring. Proc. 9th Int. Conf. on Struct. Safety and Reliab. (ICOSSAR 2005), 1347-1354.

Yáñez-Godoy H., Schoefs F., Nouy A., Lasne M. (2008a) Reliability analysis of two in-service monitored pile-supported wharves during extreme storm loading events. Proc. 1st. Int. Conf. MEDACHS08.

Yáñez-Godoy H., Schoefs F., Casari P. (2008b) Statistical Analysis of the Effects of Building Conditions on the Initial Loadings of On-piles Quays. J. Struc. Health Monit. (à paraître en 2008).

Yáñez-Godoy H. (2008) Mise à jour de variables aléatoires à partir des données d'instrumentations pour le calcul en fiabilité de structures portuaires. Thèse Sci. de l'ing.. Nantes, France : Univ. de Nantes, Institut de Recherche en Génie Civil et Mécanique.

FACTEURS D'INFLUENCE DE L'ESSAI DE CHARGEMENT DE POINTE

FACTORS OF INFLUENCE OF THE CONE LOADING TEST

Hassan ALI, Philippe REIFFSTECK[1], Claude BACCONNET, Roland GOURVES[2] , François BAGUELIN[3] , Henk van de GRAAF[4]
1 Université Paris Est, LCPC, Paris, France
2 Université Blaise Pascal, LGC, Clermont-Ferrand, France
3 Fondasol, Argenteuil , France
4 Lankelma, Oirschot, Pays-Bas

RÉSUMÉ – Cette communication présente les différents facteurs d'influence et les méthodes de correction développées pour réaliser l'interprétation d'un essai de chargement de pointe pénétrométrique. L'utilisation d'un réducteur de frottement et ses implications sont également discutées.

ABSTRACT – This paper presents the various factors of influence and correction methods developed in order to analyse the cone loading tests performed with a standard static penetrometer. The use of a friction reducer is also discussed along with the associated consequence.

1. Introduction

L'essai de chargement de pointe peut être réalisé lors d'un essai pénétrométrique en tant qu'essai complémentaire, rapide et économique. Le principe de l'essai est simple : il s'agit d'effectuer, après un essai de dissipation, un chargement par paliers successifs ou à vitesse constante très lente d'une pointe pénétrométrique (Faugeras et al., 1983). On enregistre la courbe de chargement reliant la pression appliquée sur la pointe au tassement de celle-ci. Cet essai, à l'instar de l'essai pressiométrique auquel on est tenté de le comparer, nécessite plusieurs corrections que nous allons détailler dans cette communication.

2. Facteurs d'influence et méthodes de correction

Pour définir un protocole expérimental robuste de l'essai de chargement de pointe, il est nécessaire de contrôler au mieux les conditions initiales de l'essai comme la charge résiduelle admissible avant la phase de chargement ainsi que les conditions de chargement telles que la vitesse d'enfoncement (Reiffsteck et al., 2008). D'autres facteurs influencent l'interprétation des résultats de l'essai, et imposent de réaliser des corrections sur les résultats de mesure bruts.

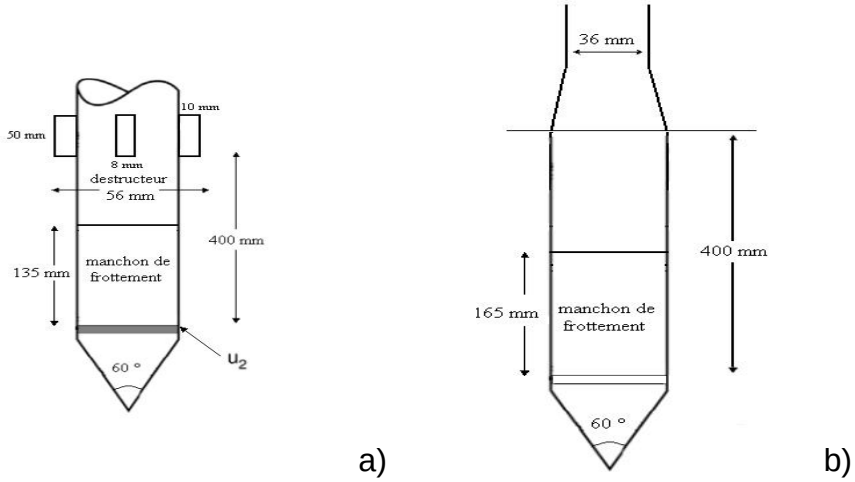
2.1. Conditions initiales de l'essai

Lors du développement de l'essai de chargement de pointe, il a été constaté qu'avant de réaliser l'essai, une charge résiduelle persistait sur la pointe après l'arrêt du fonçage du train de tiges et cela malgré la présence d'un destructeur de frotte-

ment. Cet effort résiduel non souhaité est causé tout d'abord par le poids des tiges, mais surtout par le frottement négatif le long de celles-ci. Lors des premières campagnes d'essais, un déchargement par extension a été effectué afin de minimiser cette charge résiduelle. Mais cette manipulation est longue et peut avoir pour conséquence de créer un frottement négatif inverse susceptible de perturber les mesures. Il a donc été décidé de tester d'autres approches.

2.1.1. Campagne comparative

Une campagne de reconnaissance a été réalisée à Sint Michielsgestel aux Pays-Bas. Le site testé est composé d'un massif de sable souvent dense ou très dense, intercalé par des couches de limon. La nappe est située à environ 1 m de profondeur. Deux sondages ont été faits au moyen d'un camion-chenillard. Dans le premier sondage nous avons utilisé une pointe de 10 cm^2 (figure 1-a), équipée d'un capteur de pression interstitielle en configuration u_2 (au dessus du cône) et d'un destructeur de frottement type « came ». Le deuxième sondage a été fait avec une pointe débordante de 15 cm^2 (Lunne et al., 1997) (figure 1-b). Les dimensions de ces pointes sont conformes à la norme européenne (AFNOR, 2007).



a) b)

Figure 1 . Croquis des pointes (a) pointe de 10 cm^2 (b) pointe de 15 cm^2

Les sondages ont été faits jusqu'à une profondeur d'environ 13 m. Quatre essais de dissipation courte ont été réalisés pendant chaque sondage. Au cours de la dissipation, le vérin bloquait tout mouvement de la tête du train de tiges pendant les 2 premières minutes. Après ce laps de temps, elle fut débloquée prudemment, générant quelques artefacts visibles sur les figures 2a et 3a. La résistance à la pointe fut mesurée, ainsi que la pression interstitielle (seulement au sondage no. 1, puisque la pointe de 15 cm^2 n'est pas équipée d'un capteur de pression interstitielle)

2.1.2. diagrammes de dissipation

Sur les figures 2 et 3, P l'effort sur la pointe est tracé en fonction du temps et P/q_c l'effort sur la pointe normalisé par la résistance à la pointe juste avant l'interruption de la pénétration lors de l'essai de dissipation est également représenté en fonction du temps.

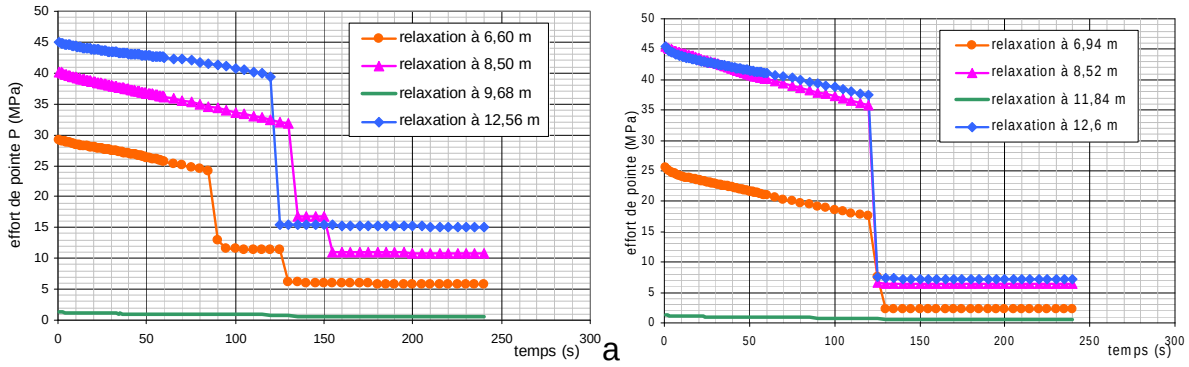


Figure 2 . P en fonction du temps (a) Essai 1 : pointe de 10 cm^2 (b) Essai 2 : pointe de 15 cm^2

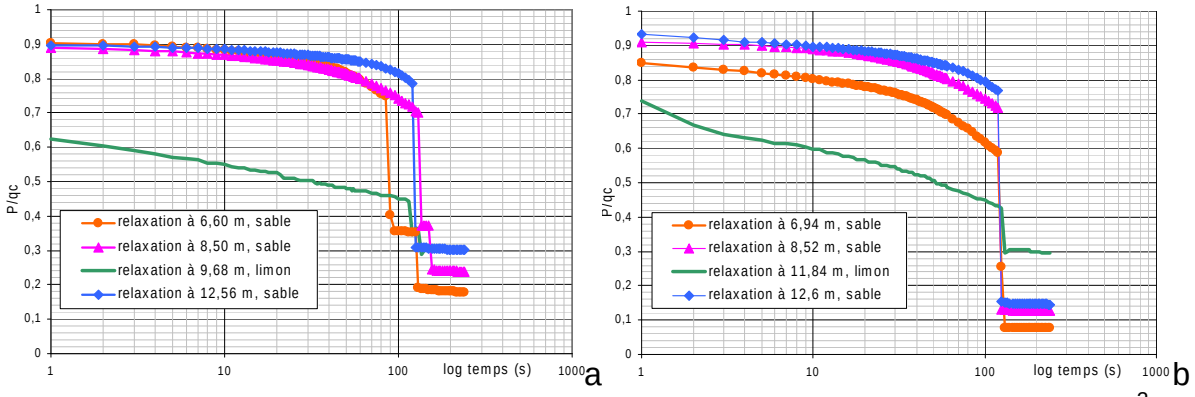


Figure 3. P/qc en fonction du logarithme du temps (a) Essai 1 : pointe de 10 cm^2 (b) Essai 2 : pointe de 15 cm^2

2.1.3. Analyse des résultats

Sur les figures 2 et 3, on observe :

- une diminution de l'effort résiduel sur la pointe avant le déblocage du vérin comme si la pointe continuait de s'enfoncer. Ce phénomène ressemble à un essai de chargement de pointe sans application d'une pression,
- une chute brusque des valeurs de l'effort de pointe qui correspond au moment où le train de tiges est débloqué après 2 minutes de dissipation (figures 2 et 3),
- une stabilisation de l'effort résiduel mesuré après le déblocage pour le reste de l'essai de dissipation. Ce comportement est visible dans tous les essais,
- une valeur du rapport P/q_c égale à 0,3 dans la couche molle de limon pour les deux types de pointe, après le déblocage du vérin. Par contre, dans les couches de sable, le rapport se situe entre 0,18 à 0,3 pour la pointe de 10 cm^2 et entre 0,08 à 0,15 pour la pointe de 15 cm^2. A noter que ce rapport augmente en fonction de la profondeur (figure 3)

2.1.4. Conclusion

L'effort résiduel ainsi que le rapport final avant et après déblocage semblent être minimisés avec la pointe débordante de 15 cm² (sondage 2) par rapport au cas du sondage 1 où une pointe de 10 cm^2 avec un destructeur de frottement a été utilisée. Cette géométrie de pointe favorise alors un commencement de l'essai de chargement plus précoce et le déblocage s'avère réduire efficacement l'effort résiduel de 60%.

2.2. Compression du train de tiges

On observe lors des essais que la compressibilité du train de tiges peut conduire à une sous-estimation des modules en profondeur du fait de la différence entre le déplacement mesuré en tête et le déplacement réel de la pointe

2.2.1. Introduction

Durant l'essai de chargement de pointe, le déplacement de la pointe est enregistré en fonction de la pression appliquée. Ce déplacement h_m est mesuré à la tête du train de tiges et non pas au niveau de la pointe. Pour obtenir le déplacement corrigé de la pointe h_c, il faut soustraire, à la valeur de cette mesure, une estimation de la compression des tiges de pénétration soumises au frottement latéral. Il faut pour cela connaître la répartition de l'effort axial. La correction se fait alors en calculant la contrainte moyenne agissant sur le train de tiges ce qui permet d'obtenir la déformation de compression des tiges.

Appréhender la répartition de l'effort axial de pénétration n'est toutefois pas une chose simple. Cela dépend en effet de la géométrie de la pointe utilisée, mais aussi du type de destructeur de frottement positionné au-dessus de la pointe. Pour réduire le frottement latéral et de ce fait diminuer l'effort de pénétration, la pointe classique normalisée est parfois remplacée par une pointe débordante. Dans la pratique, on utilise une pointe d'une section de 15 cm^2 (diamètre = 43,7 mm) reliée à un train de tiges de 36 mm de diamètre (figure 1-b).

Dans un premier temps, nous allons présenter et discuter les différents cas de répartition de l'effort axial de pénétration sur toute la longueur des tiges (figure 4).

Cas 1 : si on n'utilise pas de destructeur de frottement, la forme de la répartition de l'effort axial est en rapport avec les frottements latéraux développés par les différents types de sols traversés.

Cas 2 : si un destructeur de frottement est utilisé, la répartition de l'effort axial est modifiée et il est possible de distinguer les répartitions suivantes (figure 4) :

- zone 1 : Q_c force agissant sur le cône,
- zone 2 : variation de l'effort axial due au frottement latéral local jusqu'au niveau du destructeur de frottement,
- zone 3 : variation brusque de l'effort axial au niveau du destructeur de frottement. Le palier peut être estimé égal à la pression mesurée en pointe, multipliée par la section projetée du destructeur de frottement,
- zone 4 : répartition de l'effort axial selon la nature des couches jusqu'à l'effort total mesuré en tête du train de tiges.

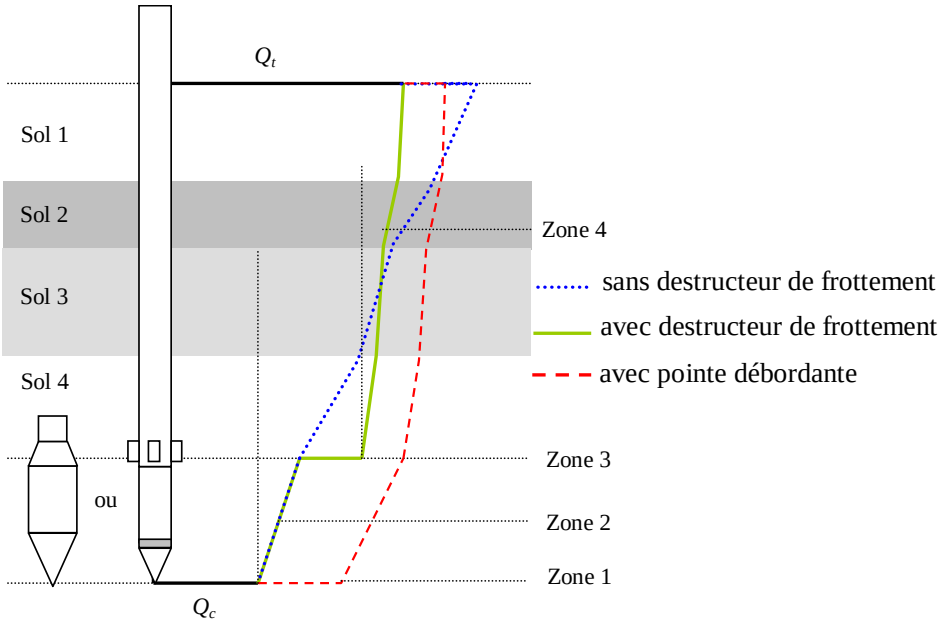


Figure 4 . Différents cas de répartition de l'effort axial

Cas 3 : dans le cas où une pointe débordante est employée, la répartition de la force axiale Q_c initiale est supérieure à celle mesurée avec la pointe 10 cm^2 mais ne présente pas de palier puis évolue ensuite en fonction de la lithologie.

Dans un deuxième temps, nous allons présenter les méthodes de correction du déplacement de la pointe, qui sont basées sur les hypothèses suivantes :

- les tiges sont compressibles, avec un module d'élasticité E_s = 210 000 MPa,
- pour simplifier, on considère l'absence du destructeur de frottement (cas 1),
- la répartition de l'effort axial est supposée linéaire (figure 4),

Trois méthodes ont été utilisées pour corriger la valeur du déplacement de la pointe, elles sont présentées dans ce qui suit.

2.2.2. Méthode du frottement latéral mesuré

Cette méthode consiste à calculer l'effort total de pénétration Q_t à partir du cumul des efforts de frottements sur le fût estimés pour chaque niveau testé.
Le tassement corrigé de la pointe est alors :

$$h_c = h_m - \sum l_i . \left[\sum l_i . f_s(h_m).2.R + Q_c(h_m).R^2 \right] \Big/ E_s.R^2 \qquad (1)$$

avec :
f_s : frottement latéral local mesuré dans chaque palier de chargement,
l_i : longueur des tronçons de tige correspondant à un sol de f_s donné,
h_m : profondeur de l'essai mesurée à l'instant i,
R : rayon des tiges en m.

2.2.3. Méthode du frottement latéral à la rupture

Cette méthode consiste à utiliser la résistance de pointe et le frottement latéral à la rupture. En effet, pour chaque palier de chargement, le frottement latéral mobilisé est calculé en multipliant le frottement à la rupture $f_{s\,max}$ par le taux de mobilisation qui est égal à celui de la résistance à la pointe.

$$h_c = h_m - \sum l_i \cdot \left[\sum l_i \cdot f_{s\max} \cdot \frac{Q_c(h_m)}{Q_{c\max}} .2.R + Q_c(h_m).R^2 \right] \Big/ E_s.R^2 \quad (2)$$

2.2.4. Méthode de la poussée totale

Cette méthode consiste à utiliser la valeur de l'effort total Q_t lue directement sur le manomètre. La suite de la démarche de calcul est identique à celle de la méthode du frottement latéral.

$$h_c = h_m \cdot \left(1 - \frac{Q_t(h_m) - Q_c(h_m)}{\pi.E_s.R^2} \right) \quad (3)$$

2.2.5. Application

La figure 5 présente les résultats des différentes corrections du déplacement mesuré lors d'un essai de chargement de pointe pénétrométrique réalisé à 7,1 m de profondeur à Merville (Nord-Pas-de-Calais, 59) (Reiffsteck et al., 2008).

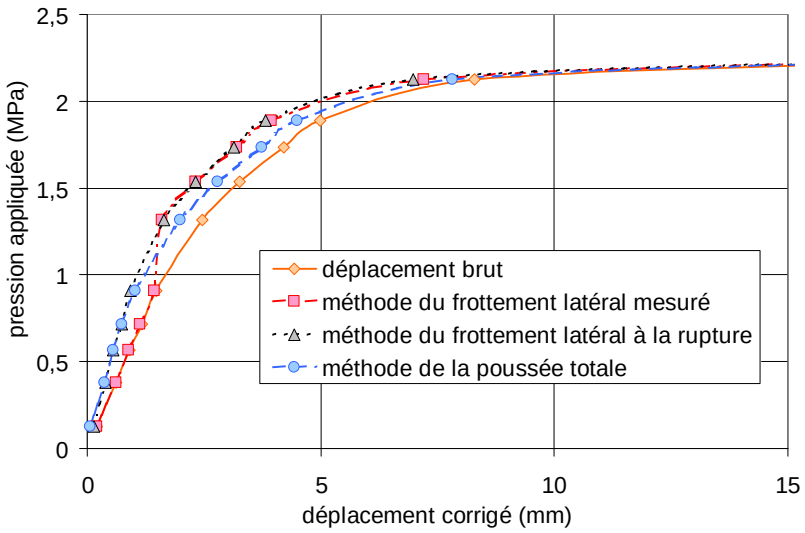


Figure 5. Méthodes de correction du déplacement

L'analyse de ces courbes obtenues, montre que la méthode du frottement latéral à la rupture et celle de la poussée totale permettent d'avoir une courbe dont l'allure est similaire à la courbe en déplacement brut. Par contre, la courbe obtenue par la méthode du frottement latéral mesuré présente un défaut dans les premières valeurs du fait que les corrections effectuées dans les premiers paliers de chargement sont négligeables. Cela est dû à notre avis à une imprécision dans la mesure du frottement latéral durant l'essai.

La méthode de poussée totale semble donc plus adaptée à corriger la valeur du déplacement de la pointe, car plus fiable. Elle est en effet totalement indépendante de la géométrie de la pointe et du type de destructeur de frottement et n'implique aucune hypothèse sur la répartition du frottement latéral le long du train de tige.

2.3. Calcul du module tangent initial

La courbe de chargement expérimentale a été calée à travers une régression non linéaire (figure 6) par une fonction mathématique à trois paramètres : a_1, a_2 et a_3 dont l'équation est :

$$f(x) = \frac{x}{a_1 x + a_2} + \frac{x}{a_3} \tag{4}$$

Ces trois paramètres mathématiques ont été ensuite reliés à trois caractéristiques géotechniques : le module tangent à l'origine, l'angle de frottement et la cohésion (Arbaoui et al., 2006). On définit le module tangent initial :

$$E_p = \left(\frac{1}{a_2} + \frac{1}{a_3} \right) \times 0{,}7 \times R \tag{5}$$

Ce module peut être considéré comme un module élastique à petites et moyennes déformations.

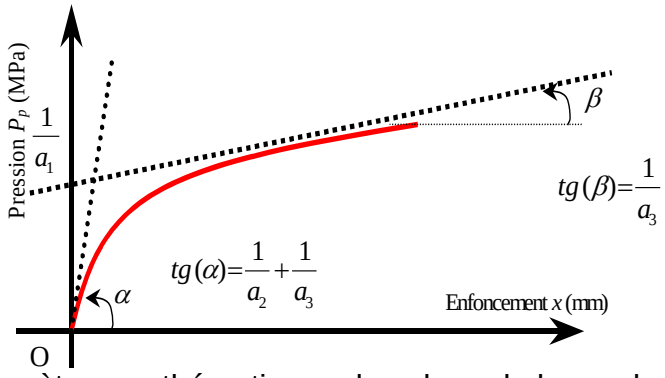


Figure 6. Paramètres mathématiques du calage de la courbe de chargement

La figure 7 montre un exemple de calage de l'équation 5 sur la courbe expérimentale corrigée par la méthode de la poussée totale de la figure 5.

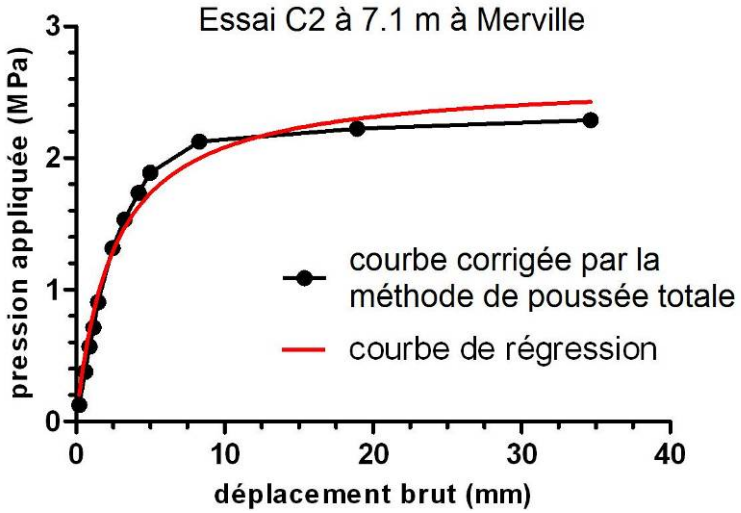


Figure 7. Calage mathématique de la courbe de déformabilité expérimentale

Les paramètres a_1, a_2 et a_3 sont fournis par l'outil de calcul mathématique qui génère la régression non linéaire. Le tableau I présente les valeurs du module tangent initial calculées pour chaque méthode de correction.

Tableau I. calcul du module tangent initial

Méthode	a_1	a_2	a_3	R^2	E_p
Unité	MPa^{-1}	m/MPa	m/MPa		MPa
sans correction du déplacement	0,384	0,9649	1,402E+16	0,98	13,06
frottement latéral mesuré	0,3861	0,7987	-4,75 E+15	0,95	15,78
frottement latéral à la rupture	0,4002	0,6267	1,302 E+21	0,98	20,1
poussée totale	0,4031	0,6879	2,778 E+11	0,99	18,32

Nous remarquons qu'il y a une variation de 40 % de la valeur du module tangent initial entre la valeur obtenue par calage sur la courbe non corrigée et celle déduite du calage sur la courbe corrigée à partir des valeurs de la poussée totale qui est la plus rigoureuse. La correction utilisant le frottement latéral maximal surestime la correction avec la poussée en tête de 10 %.

La valeur du module tangent initial calculée par régression non linéaire subira du fait des corrections une augmentation claire qui sera d'autant plus importante que l'essai est profond.

3. Conclusions

Cette étude a permis de définir plus précisément la géométrie de pointe et les conditions initiales les plus aptes à fournir un essai réalisé en conditions maîtrisées.

La comparaison des méthodes de correction du déplacement mesuré en tête montre que l'utilisation d'un destructeur de frottement impose la mesure de la poussée en tête. Le calcul de la correction par l'intégration le long du train de tiges des frottements limites mesurés lors des essais de chargement est moins fiable que l'estimation d'un frottement moyen déduit de la différence des efforts mesurés en tête et en pointe.

4. Références bibliographiques

AFNOR (2007) EN/ISO 22476-1 Reconnaissance et essais géotechniques — Essais en place — Partie 1: Essais électriques de pénétration au cône et au piézocone, 41 pages

Arbaoui H., Gourvès R., Bressolette Ph., Bodé L. (2006) Mesure de la déformabilité des sols in situ à l'aide d'un essai de chargement statique d'une pointe pénétrométrique, Can. Geotech. J. 43(4) 355-369

Faugeras J.C., Fortuna G., Gourvès R. (1983) Mesure de la compressibilité des sols à l'aide du pénétromètre statique. Symposium International, Essais en place, Vol. 2, Paris, pp. 269-274.

Lunne T., Robertson P.K., Powell J.J.M. (1997) Cone penetration testing in geotechnical practice – E& FN SPON Ed., London, 312 pages.

Reiffsteck Ph., Bacconnet C., Gourvès R., Godde E., van de Graaf H. (2008) Determination of elastic modulus using loading test of CPT cone, ISC'3 Taiwan

APPLICATION DES ESSAIS AU DILATOMÈTRE MARCHETTI EN SITES MARITIME ET FLUVIAL EN POLOGNE

APPLICATION OF DMT TESTS IN MARITIME AND FLUVIAL SITES IN POLAND

Lech BAŁACHOWSKI
Université de Technologie de Gdansk, Pologne

RÉSUMÉ – Cette communication présente une caractérisation géotechnique des sables dans la zone côtière et pour des digues de protections dans le delta de la Vistule réalisées avec le dilatomètre Marchetti. Cette technique a été utilisée pour le contrôle du compactage des sables déposés hydrauliquement, ainsi que du compactage profond par la vibroflotation. Estimation du module de déformation des sols, de la résistance, de l'état des contraintes et du taux de surconsolidation.

ABSTRACT – This paper presents geotechnical investigation concerning sands in coastal zone and flood embankments in the delta of Vistula performed with dilatometer (DMT). This technique has been used for the control of hydraulically placed sand fills and deep soil vibratory compaction. It allows an evaluation of deformation modulus, soil resistance, stress state and overconsolidation ratio.

1. Introduction

La reconnaissance des sols *in situ* devient le moyen le plus courant, précis et économique pour l'estimation des paramètres du sol dans l'état naturel *in situ*. Les essais de pénétration statique au piezocône (CPTU), les essais au dilatomètre de Marchetti (DMT) et les essais au pressiometre Ménard sont les plus avantageux pour les études des paramètres du sol et la vérification des travaux de compactage (Schmertmann et al., 1986; Gambin, 1995; Marchetti et al., 2001; Massarsch et Fellenius, 2002). Les essais CPTU et à moindre échelle le DMT deviennent de plus en plus utilisés en Pologne. L'essai au pressiometre Ménard, où on peut déterminer à la fois la résistance et les caractéristiques de la déformation du sol, reste moins employé. L'application en parallèle de deux types d'essais (CPTU et DMT) permet une évaluation de la résistance de sol et une estimation des modules aux différents niveaux de déformation dans le sol. L'avantage de l'essai avec le dilatomètre Marchetti est une possibilité de la détermination du module de déformation en conditions oedomètriques pour le niveau de déformation typique des fondations, $\varepsilon \approx 0.05 \div 0.1\%$ (Marchetti et al. 1999). L'estimation de la cohésion non-drainée ou de l'angle de frottement du sol par des corrélations sont aussi possibles. Quelques applications de l'essais DMT en sites maritime et fluvial en Pologne sont décrites dans le présent article.

2. Description de l'essai au dilatomètre

L'essai DMT est réalisé selon les recommendations de Marchetti et al. 2001 et la norme européenne EC-7. Une tige avec une lame de dilatomètre est enfoncée dans le sol avec une vitesse de 2 cm/s. Les mesures de deux pressions du gaz (ici de

l'azote) *A* et *B* à un certain niveau de la dilatation de la membrane sont prises tous les 20 cm. Les deux pressions p_0 et p_1, corrigées pour tenir compte de la calibration de la membrane en l'air, sont calculées et les trois paramètres intermédiaires (Marchetti, 1980) sont définis:

- l'indice du matériau

$$I_D = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0} \tag{1}$$

- l'indice de la contrainte latérale

$$K_D = \frac{p_0 - u_0}{\sigma'_{v0}} \tag{2}$$

- le module au dilatomètre Marchetti

$$E_{DMT} = 34.7(p_1 - p_0) \tag{3}$$

où:
p_0, p_1 – les pressions du gaz *A, B* corrigées,
u_0 – la pression hydrostatique de l'eau,
σ'_{v0} – la contrainte verticale effective.

Le module de déformation en conditions oedomètriques est calculé par (Marchetti, 1980) :

$$M_{DMT} = R_M E_{DMT} \tag{4}$$

où:
R_M – le coefficient empirique fonction des indices I_D et K_D

Le module M_{DMT}, établi pour le niveau de déformations ε≈0.05÷0.1%, est très sensible aux effets de la surconsolidation et de l'augmentation de la contrainte horizontale dans le sou-sol. Dans une serie des essais triaxiaux consolidé drainée (Figure 1) Yamashita et al. 2000 démontre que l'influence de la surconsolidation sur le module de déformation du sable est la plus forte pour les déformations axiales voisines à 0.1%. Ceci confirme la sensibilité du module M_{DMT} à la contrainte latérale dans le sol et les avantages de l'applications de l'essais DMT à l'acceptation des travaux de compactage.

Il faut mentionner (Marchetti et al., 2001) que l'indice K_D peut être considéré comme le coefficient de poussées des terres amplifié par la pénétration de la lame de dilatomètre. L'indice K_D est une mesure qui tient compte du coefficient de poussées des terres, de la surconsolidation, de la densité du sol et de son histoire géologique et donc de la mise en place de la sonde. La valeur de l'indice K_D proche de 2 trouvée dans les argiles signifie que le sol est normalement consolidé. Une vérification du profil de K_D dans des talus ou des digues de protections permet d'indiquer soit des zones affablies par des glissements des terrains actifs ou anciens (Marchetti et al., 2001) soit des zones peu compactées ou degradées par une érosion interne dans la digue.

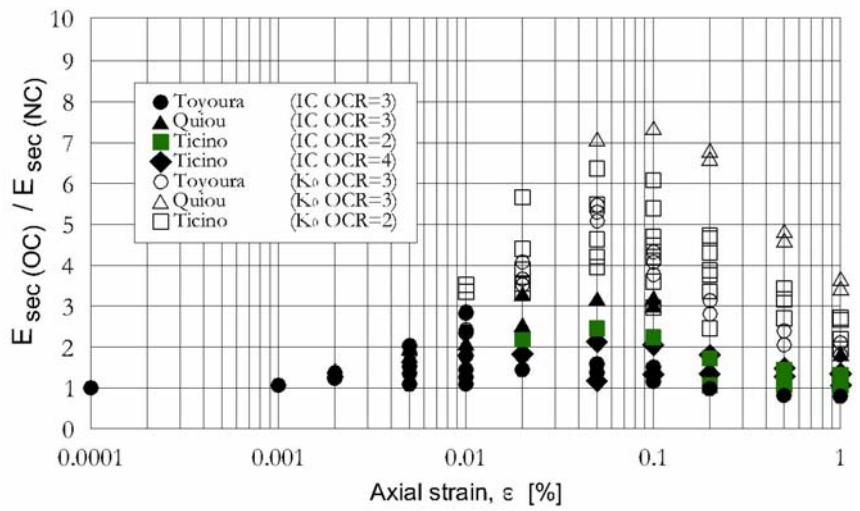


Figure 1. L'effet de la surconsolidation sur le module de déformation des sables (Yamashita et al., 2000).

3. Des applications de l'essai au dilatomètre

3.1 Sables déposés hydrauliquement

Certaines plages de la Baltique sont alimentées artificiellement avec du sable pour protéger la côte de l'érosion dans des zones sensibles. Un exemple des résultats de l'essai DMT réalisé dans une couche du sable récemment déposée est présenté sur la Figure 2. Des valeurs élévées de modules et de l'indice K_D indiquent une densité forte du dépôt, ce qui est confirmé par des essais CPTU effectués en parallèle (Bałachowski, 2006).

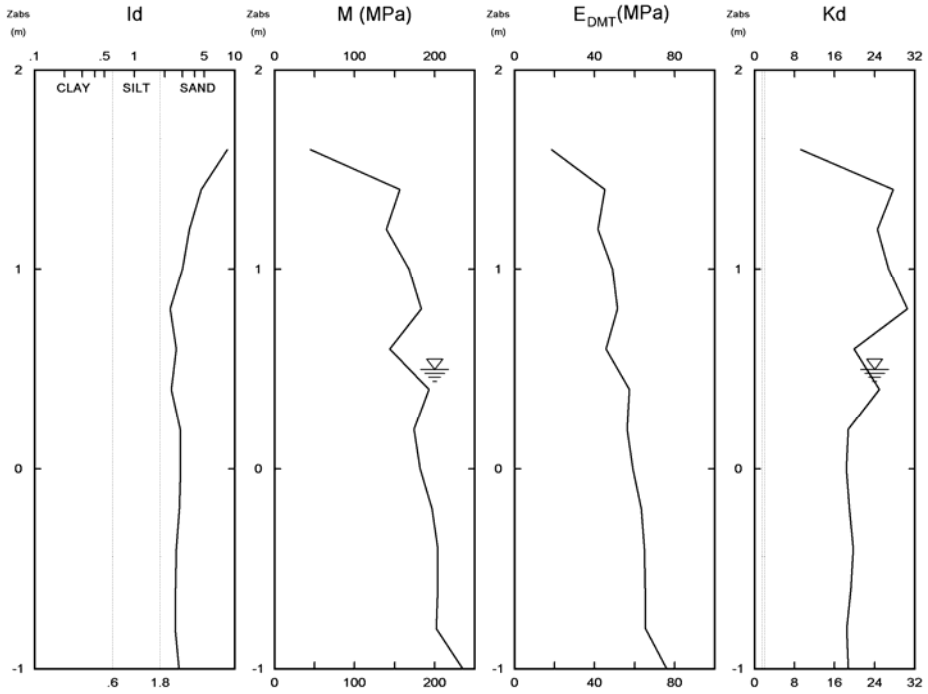


Figure 2. Caractéristiques d'un essai DMT sur la plage.

Un exemple des résultats obtenus dans le Port de Gdynia, où le sable a été déposé hydrauliquement il y a 80 ans, est présenté sur la Figure 3. Du sable lâche à moyennement dense est trouvé dans le cas de la déposition sous l'eau. La partie superficielle déposée au-dessus de niveau de l'eau est plus compacte et surconsolidée. La densité du sable est confirmée par les essais de CPTU effectués en parallèle, Bałachowski et Kozak 2006. Le niveau de la nappe phréatique indiqué sur la Figure 3 est mesuré au cours des essais DMT et il reste variable en fonction du niveau de la mer. Une augmentation sensible de niveau moyen de la mer est observée au cours du siècle dernier dans les stations situées sur la côte sud de la Baltique.

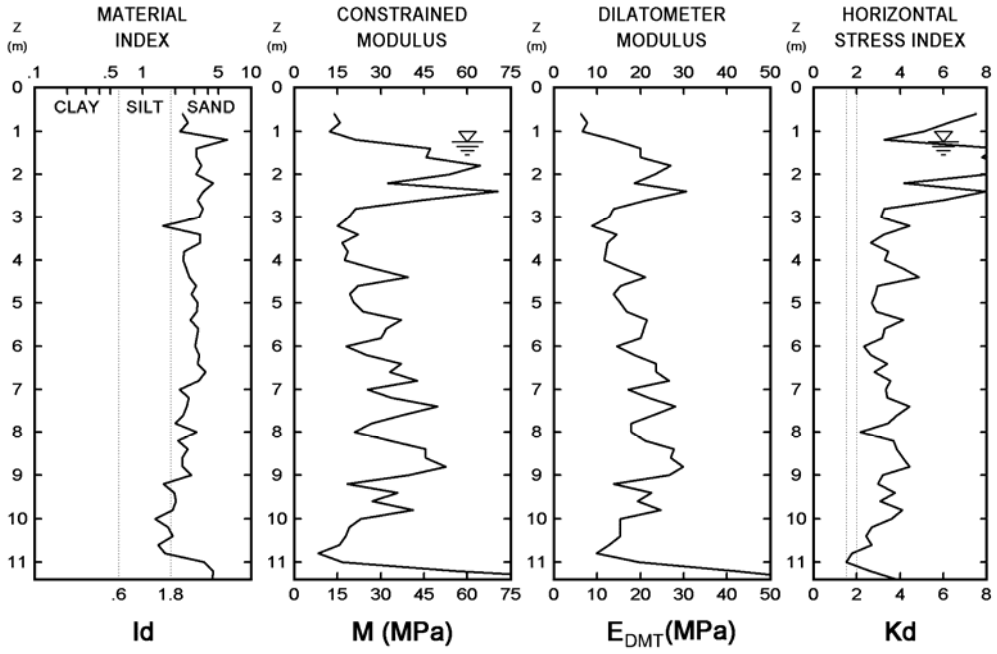


Figure 3. Caractéristiques d'un essai DMT dans le Port de Gdynia.

3.2 Vérification des travaux de compactage par vibroflotation

Les essais CPTU et DMT ont été utilisés comme des outils de contrôle des travaux de compactage profond réalisés par la méthode de vibroflotation dans le Port de Gdynia (Bałachowski et Kozak, 2006). Les essais sont effectués au moins trois semaines après la fin des travaux. Une couche de sol de 7 m est améliorée (Figure 4). Une forte augmentation de l'indice K_D et des modules E_{DMT} et M_{DMT} est observée. La valeur M_{DMT} est bien supérieure au critère de l'acceptation de compactage, fixé au module de compression oedomètrique égal 80 MPa. Les bénéfices du traitement sont mis en évidence par une utilisation de l'essais DMT très sensible à la surconsolidation et une augmentation de la contrainte horizontale (voir sur la Figure 4 la valeur K_D).

Les valeurs du coefficient de poussée des terres K dans le sol avant et après amélioration sont estimées (Figure 5) à partir de la corrélation proposée par Baldi et al. (1986) pour les "vieux" gisements de sable :

$$K = 0.376 + 0.095K_D - 0.0046q_c / \sigma'_{v0} \qquad (5)$$

où:
σ'_{v0} – la contrainte verticale effective en kPa,
K_D – l'indice de la contrainte latérale.

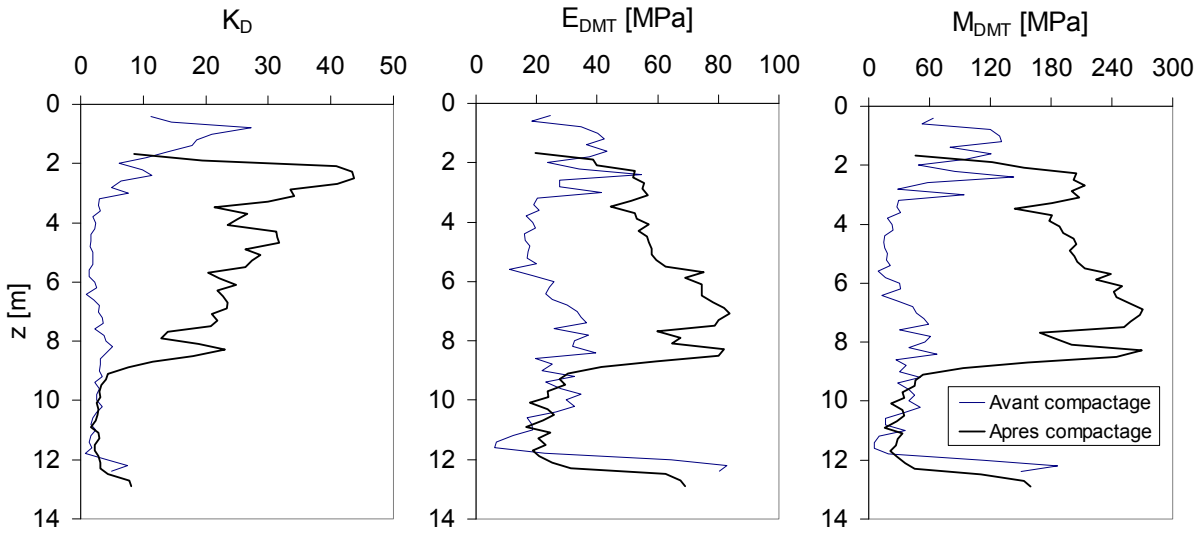


Figure 4. Comparaison des résultats DMT avant et après le compactage (Bała-chowski et Kozak, 2006).

Le taux de la surconsolidation *OCR* (Figure 5) est calculé par la relation suivante (Mayne, 2001):

$$OCR = \left[\frac{1.33}{K_{0NC}} \frac{q_t^{0.22}}{\left(\sigma'_{v0}\right)^{0.31}} \right]^{1/(\alpha - 0.27)} \tag{6}$$

avec
q_t – la résistance au cône corrigée égale à q_c dans des sables en MPa.
Le coefficient de poussée des terres au repos pour le sable normalement consolidé K_{0NC} est déterminé par:

$$K_{0NC} = 1 - \sin\phi' \tag{7}$$

$$\alpha = \sin\phi' \tag{8}$$

L'angle de frottement ϕ' est déterminé soit par une corrélation établie sur CPTU (Kul-havy et Mayne, 1990):

$$\phi' = 17.6° + 11.0 \log\left(q_{c1}\right) \tag{9}$$

La résistance de pointe normalisée q_{c1} est définie par:

$$q_{c1} = \frac{\frac{q_c}{\sigma_{atm}}}{\left(\frac{\sigma'_{vo}}{\sigma_{atm}}\right)^{0.5}} \quad (10)$$

avec σ_{atm} = 98.1 kPa

soit par une proposition de Marchetti (1980) :

$$\phi'_{safe} = 28 + 14{,}6 \cdot \log K_D - 2{,}1 \cdot \log^2 K_D \quad (11)$$

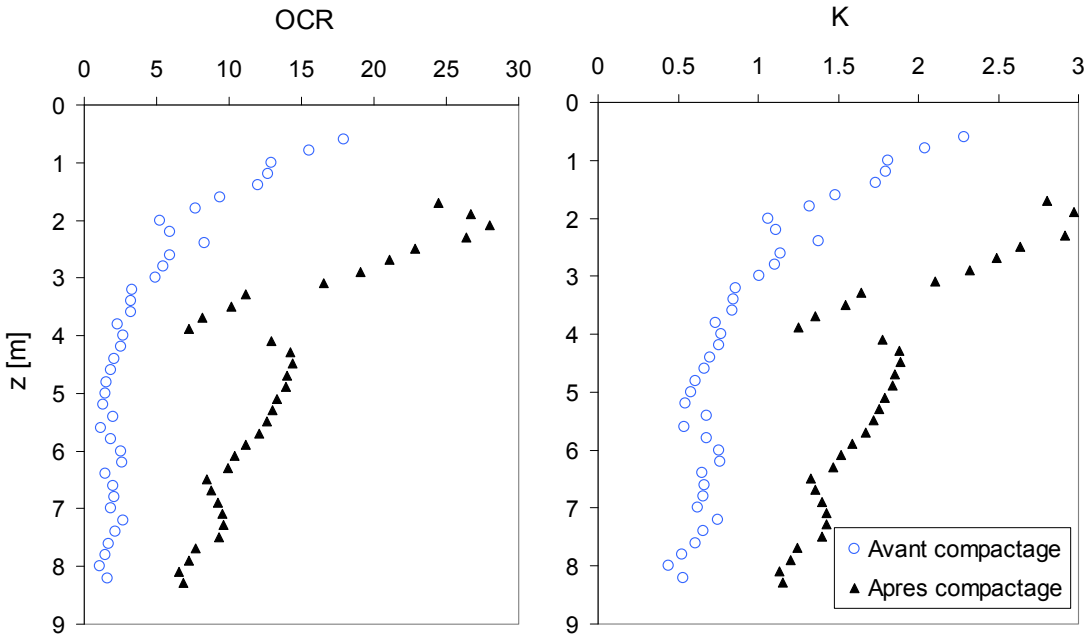


Figure 5. Comparaison du taux de surconsolidation et des coefficients de poussée des terrres dans le sable à partir de DMT avant et après compactage.

L'angle de frottement interne estimé *in situ* avec la formule (11) peut augmenter de 10 degrés après compactage du sable (Figure 6). Cette augmentation est liée à l'augmentation de la densité, à la modification de la structure du sol, à l'incrément de contrainte horizontale dans le sol et à la surconsolidation. Ces effets sont impossible à reproduire ensemble au laboratoire. De plus, un profil continu des caractéristiques du sol est obtenu dans les sondages CPTU ou DMT. Dans le cas où ces deux essais in-situ sont réalisés en parallèle le rapport M_{DMT}/q_c élévé - supérieur à 12 (Marchetti et al., 2001) - indique que le sable est compacté. Il semble que le module M_{DMT} est plus sensible aux effets du compactage que la résistance au cône (Schmertmann et al., 1986; Slocombe et al., 2000; Monaco et al., 2006).

3.3 Rénovation de digues de protection

L'application des essais CPTU et DMT pour la reconnaissance de digues présente des nombreuses avantages liées à la détermination des zones peu compactes ou

soumises à l'érosion interne et à l'estimation des caractéristiques de la déformabilité et de la résistance non-drainée. Un essai de la dissipation de la surpression interstitielle mobilisée pendant le fonçage donne des informations supplémentaires sur la perméabilité du matériau. Un exemple de résultats de l'essai DMT dans le corps de la digue de protection dans le delta de la Vistule est présenté (Figure 7), où des zones de faibles caractéristiques avec $K_D \approx 2$ sont clairement mises en évidence à la profondeur de 4 m et de 6 m.

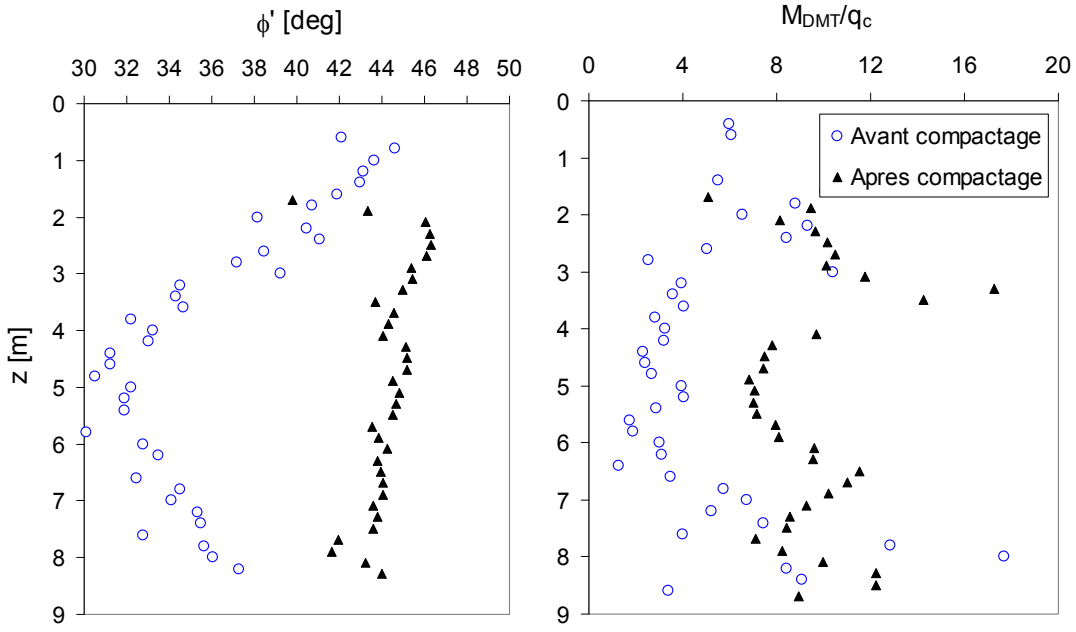


Figure 6. Comparaison de l'angle du frottement des sables déduit à partir du DMT et du rapport M_{DMT}/q_c avant et après vibroflotation.

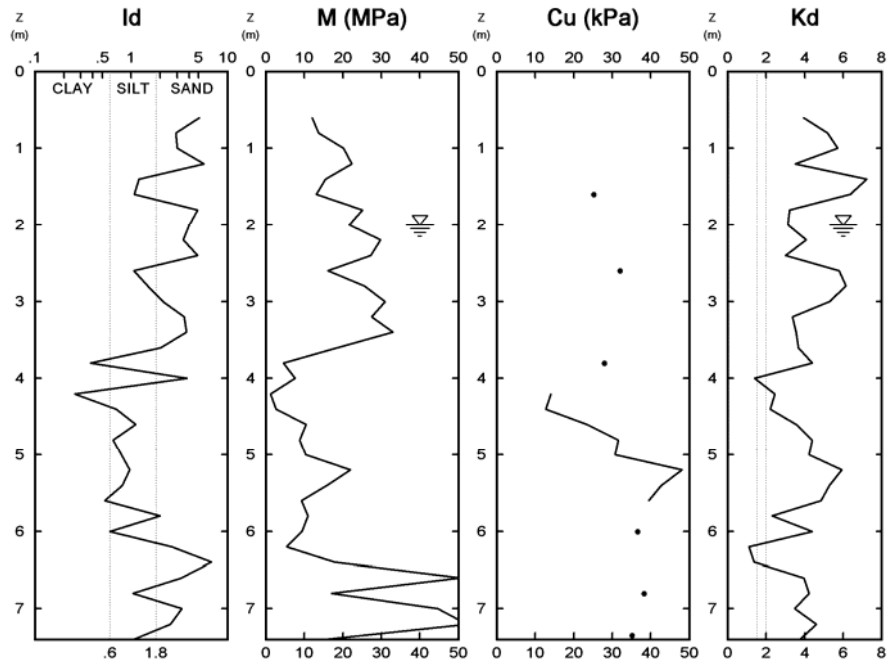


Figure 7. Les caractéristiques DMT du corps de la digue.

4. Conclusions

L'application de l'essai au dilatomètre Marchetti en site maritime ou fluvial présente de nombreux avantages concernant une estimation *in situ* de paramètres mécaniques du sol et surtout le module de déformation sous conditions oedométriques. Par sa sensibilité à la contrainte latérale le DMT permet une bonne estimation des bénéfices des travaux d'amélioration du sol et de déterminer les zones moins compactes ou affaiblies par des glissements de terrain. Les derniers éléments sont importants dans les analyses de la stabilité de digues et pour des projets de renforcement.

5. Références bibliographiques

Baldi G., Bellotti R., Ghionna V., Jamiolkowski M., Marchetti S. et Pasqualini, E. (1986) Flat dilatometer tests in calibration chambers. Proc. In Situ'86, GT Div., ASCE, Blacksburg, VA, 431-446.

Bałachowski L. (2006) Seashore sand parameters with DMT and CPTU tests. Proc. 2nd International Conference on DMT, Washington 2-5 April, 342-347.

Bałachowski L., Kozak P. (2006) Compaction control at Gdynia Port with DMT and CPTU. Proc. Int. Symposium on vibratory pile driving and deep soil vibratory compaction, Paris, pp.121-129.

Gambin M. (1995) Le pressiomètre Ménard, un excellent outils de côntrole d'amélioration des sols. Proc. Première Journée Louis Ménard, CMFS, Paris.

Kulhavy F.H., Mayne P.W. (1990) Manual on estimating soil properties for foundation design. Report EL-6800. Electric Power Research Institut, Palo Alto, 250 pp.

Marchetti S. (1980) In situ tests by flat dilatometer, Journal of the Geotechnical Engineering Division, *ASCE*, Vol.106, No. GT3, 299-321.

Marchetti S., Monaco P., Totani G. and Calabrese M. (2001) The flat dilatometer test (DMT) in soil investigations. A report by the ISSMGE Committee TC16. Proc. In-situ 2001, Bali, May 21, 41 pages.

Massarsch K.R. and Fellenius B.H. (2002) Vibratory compaction of coarse-grained soils. Can. Geotech. J., 39, 695-709.

Mayne P.W. (2001) Stress-strain-strength-flow parameters from enhanced in-situ tests. Proc. In-situ 2001, Bali, May 21, 27-48.

Monaco P., Totani G. and Calabrese M. (2006) DMT- predicted vs observed settlements: a review of the available experience. 2nd International Conference on DMT, Washington 2-5 April, 244-252.

Schmertmann J., Baker W., Gupta R., Kessler K. (1986) CPT/DMT QC of ground modification at a power plant. Proc. In Situ '86 GT Div., ASCE, June 23-25, Blacksburg, VA, 985-1001.

Slocombe B.C., Bell A.L. and Baez J.I. (2000) The densification of granular soils using vibro methods. Géotechnique 50 (6), 715-725.

Yamashita S., Jamiolkowski M. and Lo Presti D.C.F. (2000) Stiffness nonlinearity of three sands, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 126(10), 929-938.

ETUDE DE LA FILTRATION ET DE LA RHÉOLOGIE POUR CARACTÉRISER LES BENTONITES CALCIQUES ACTIVEES

FILTRATION AND RHEOLOGY STUDY FOR CHARACTERISATION OF CA-ACTIVATED BENTONITES

Gilles BARAST[(1)], Andry Rico RAZAKAMANANTSOA[(1)], Irini DJERAN-MAIGRE[(2)] , Gerard DIDIER[(3)], Alain COURADIN[(3)]

[(1)] Doctorant, LGCIE Coulomb 3, INSA de Lyon
[(2)] Professeur des Universités, LGCIE Coulomb 3, INSA de Lyon
[(3)] Chef de projet INSAVALOR, LGCIE Coulomb 3, INSA de Lyon

RÉSUMÉ - La filtration et la rhéologie sur des suspensions de bentonites calciques activées sont étudiées. L'essai de filtration (volume de filtrat) permet d'obtenir la perméabilité. L'essai de viscosité (viscosimètre Fann) donne la viscosité des suspensions ; en la prenant en compte dans le calcul, les valeurs de la perméabilité se modifient et montrent l'importance de la viscosité du fluide percolant.

ABSTRACT – An experimental study on filtration and rheology was initiated on different Ca-activated bentonites suspensions. The filtration test (fluid loss) leads to the permeability. The viscosity test (viscosimeter Fann) gives the viscosity value of suspensions; the calculated permeability values taking into account the viscosity are modified and show the influence of the viscosity of the percolated fluid.

1. Introduction

La bentonite, une argile de type smectite, est souvent présente dans les Installations de Stockage de Déchets, contribuant aux dispositifs d'étanchéité par sa propriété de gonflement. Cette caractéristique peut être améliorée, à l'aide d'une opération d'activation chimique permettant de permuter partiellement les ions Ca^{2+} présents entre les feuillets par des ions Na^{+}. La perméabilité constitue le paramètre clé, sur lequel se base les exigences réglementaires. La détermination de la perméabilité se fait par des essais de longue durée, de plusieurs mois. Pour diminuer le temps d'essai, on peut trouver dans la littérature des corrélations reliant la perméabilité à d'autres paramètres accessibles plus rapidement. Sherwood et al. (1991), Pantet et Monnet (2007) évoquent la possibilité d'utiliser le volume de filtrat pour corréler mathématiquement la perméabilité avec le phénomène de filtration des suspensions de bentonite (Benna et al., 2001 ; Duroudier, 1999). Avec cela, de nombreuses études (Benchabane, 2006 ; Heller et Keren, 2002 ; Isik, 1998) sont concernées par l'étude rhéologique seule des suspensions de bentonite. On se propose d'étudier la filtration et la rhéologie des suspensions de bentonites calciques activées, dans le but de faire le lien avec la perméabilité et à l'application aux problèmes d'étanchéité.

L'objectif principal de cette première étude est de réaliser des expérimentations sur la rhéologie et la filtration pour des suspensions de bentonites calciques, afin de déterminer l'application potentielle de méthodes rapides permettant de relier la perméabilité à la filtration, par l'intermédiaire de la rhéologie. Il sera d'abord présenté

l'ensemble des matériaux, puis des essais de filtration qui permettent de calculer rapidement la perméabilité du matériau. Ensuite, il sera présenté les essais rhéologiques permettant de déterminer la viscosité des suspensions. Finalement ces valeurs ont conduit à obtenir une perméabilité rapide du matériau qui tient compte de la viscosité de la suspension lors de l'essai de filtration.

2. Matériaux

L'étude a été effectuée sur 3 bentonites calciques activées au sodium : S, T et V. Couradin et al. (2008) et Razakamanantsoa et al., (2008) ont étudié les performances hydrauliques de ces matériaux en traitement de sol, avec un sable de référence et avec ajout de polymère. Dans notre étude, ces bentonites seront sous forme de suspension, à une concentration de 100g/L, soit 10% en masse, afin de pouvoir appliquer les méthodes issues de la littérature. Ce choix a été justifié en prévision des essais rhéologiques et de leur imprécision d'appareillage. Un fluide trop agressif peut réduire la résistance au cisaillement du mélange, jusqu'à obtenir des variations de valeurs trop faibles pour permettre à l'appareil de les différencier. De même, une trop grande concentration en bentonite peut engendrer une valeur de cisaillement suffisamment forte pour dépasser la plage de mesure de l'appareil et ne pas obtenir de résultats exploitables. Les matériaux sont soumis aux sollicitations d'une solution de $CaCl_2$ à 0,1M/L ou à 0,02 M/L pour simuler l'action des cations principalement échangeables (Ca^{2+}) dans une bentonite calcique activée au sodium (Razakamanantsoa, 2008). Afin d'être conformes aux essais mis en place, les échantillons sont préparés sous forme de suspensions de bentonite. Le matériau granulaire est mélangé au fluide puis malaxé pendant 20$\pm$1min, avant d'être finalement laissé au repos pendant au moins 24h.

3. Essai de filtration (Volume de filtrat)

3.1. Principe

Le principe de la mesure du volume de filtrat est de verser un mélange, préparé dans une cellule de pression où se trouve un papier filtre à son embase. Une fois remplie, l'assemblage est alors complété par la mise en place de la cellule dans son bâti ; de l'entrée d'air comprimé et d'un récipient sous le tube de drainage. L'essai débute par l'ajustement de la pression sur la cellule à 0,7 MPa. Le volume du filtrat est relevé à 7,5 min et 30 min.

La norme ASTM D5891-95, régissant l'essai de filtrat, permet d'obtenir le volume de filtrat mais de manière non explicite. C'est la raison pour laquelle les auteurs s'accordent à établir leur propre méthode pour tirer des résultats de l'essai du volume de filtrat. Dans le présent article, 2 méthodes simples ont été utilisées : (i) l'une supposant une perméabilité constante et (ii) l'autre s'appuyant sur l'existence d'une résistance spécifique du cake. Le dispositif expérimental a donc été légèrement modifié en proposant d'enregistrer le volume infiltré cumulé en fonction du temps, durant 30 min.

D'une part, selon la *méthode n°1*, le développement théorique doit être fait à partir d'un modèle basé sur l'hypothèse d'un fluide newtonien et d'un milieu (cake) où la loi

de Darcy est applicable. D'après Benna et al. (2001), Li et al. (1997), Pantet et Monnet (2007), la loi de Darcy peut s'écrire, en considérant la perméabilité et le volume spécifique du cake constants pendant la filtration:

$$V^2 = \frac{2kS^2P}{\mu b}t \qquad (1)$$

Où k est la perméabilité intrinsèque [m²] du matériau recherchée, S la surface de l'échantillon [m²], P la pression appliquée [Pa], e l'épaisseur du cake [m], μ la viscosité de l'eau [Pa.s] et $b=eA/V$ le volume spécifique du cake déposé par unité de volume infiltré. Pour déterminer k, il faut tracer la courbe $V^2=f(t)$ et représenter l'ajustement linéaire passant à l'origine. Son coefficient directeur permet de déduire cette perméabilité intrinsèque [m²].

D'autre part, la *méthode n°2* exploite la théorie de la filtration des liquides (Duroudier, 1999). En se basant sur la filtration d'un mélange fluide de type Newtonien, un bilan d'effort s'établit entre la pression appliquée P et les résistances du milieu granuleux et du filtre. L'expression de l'équation différentielle de la chute de pression peut s'intégrer en séparant les variables, pour une filtration à pression constante (Duroudier, 1999 ; Pantet et Monnet, 2007) et devenir:

$$\frac{t}{V} = \frac{\mu R}{SP} + \frac{1}{2}\frac{\mu G}{kS^2P(1-\varepsilon)\rho_s}V \qquad (2)$$

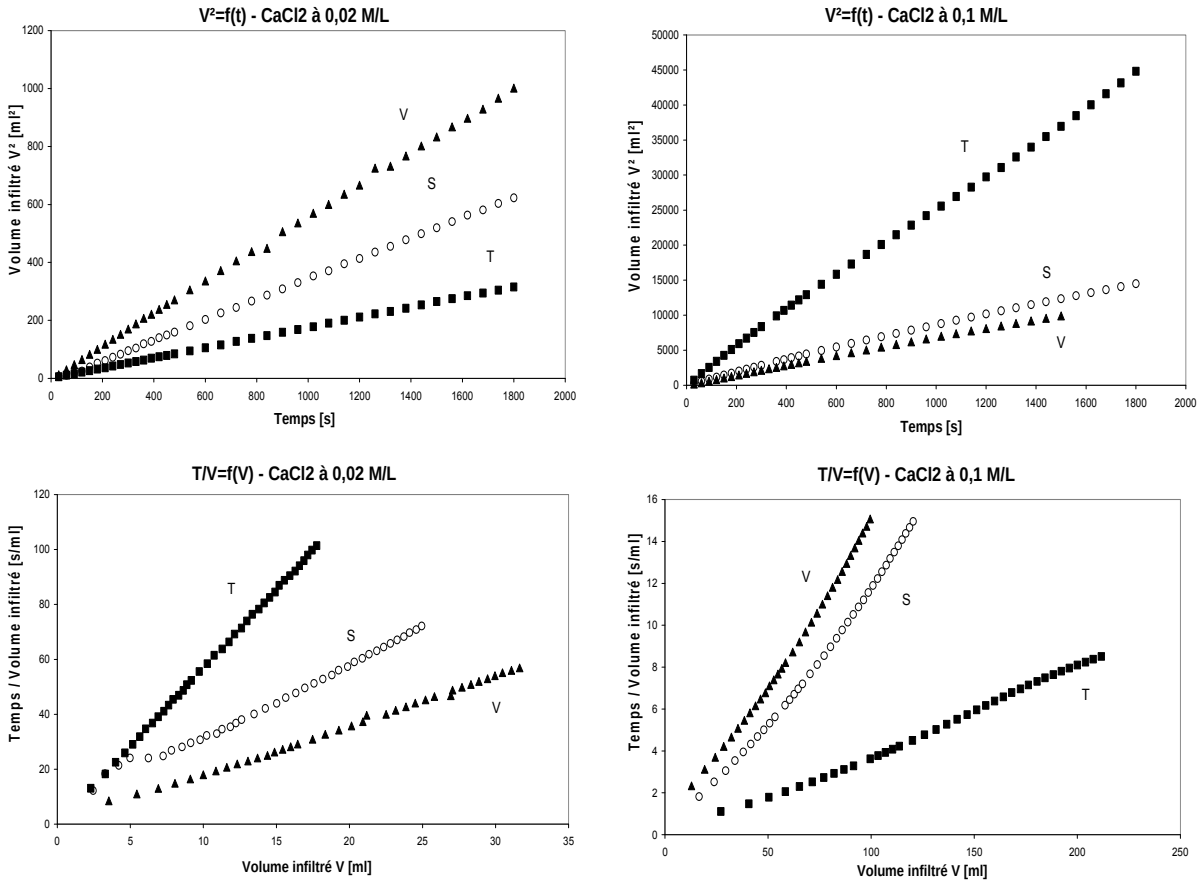
Avec $G=eS(1-\varepsilon)\rho_s/V$, la formation spécifique de cake définie comme la masse sèche de solide Ms déposée par unité de volume de filtrat V, R la résistance liée au support filtrant, ε la porosité et ρ_s la masse volumique sèche du grain. La relation $t/V=f(V)$ étant linéaire, son tracé donne une droite dont l'ordonnée à l'origine et le coefficient directeur permettent d'obtenir la conductivité hydraulique du cake.

3.2. Résultats et analyses

La figure 1 montre les relations entre le volume infiltré et le temps avec $V^2=f(t)$ et $t/V=f(V)$. Le tableau I découle des interprétations de la figure 1, et donne les perméabilités des bentonites déterminées selon les 2 méthodes citées.

Tableau I. Perméabilité intrinsèque [m²] calculée pour les suspensions de bentonite selon les méthodes 1 et 2, issues respectivement des équations (1) et (2).

Bentonite	*S*		*T*		*V*	
Concentration $CaCl_2$	0,02 M/L	0,1 M/L	0,02 M/L	0,1 M/L	0,02 M/L	0,1 M/L
Méthode 1	$1{,}51.10^{-17}$	$1{,}41.10^{-16}$	$1{,}10.10^{-17}$	$3{,}30.10^{-16}$	$2{,}15.10^{-17}$	$1{,}48.10^{-16}$
Méthode 2	$1{,}45.10^{-17}$	$1{,}27.10^{-16}$	$1{,}16.10^{-17}$	$2{,}94.10^{-16}$	$2.74.10^{-17}$	$2{,}57.10^{-16}$



(a) (b)

Figure 1. Evolution expérimentale des relations issues des 2 méthodes pour les suspensions de bentonites avec du $CaCl_2$ à (a) 0,02 M/L et (b) 0,1 M/L.

La figure 1 met en évidence la pertinence des méthodes utilisées, qui supposent que la relation (1) et (2) sont vérifiées si les courbes obtenues expérimentalement sont des droites. Les résultats expérimentaux le confirment pour du $CaCl_2$ à 0,02 M/L mais pour le $CaCl_2$ à 0,1 M/L, les courbes ne semblent pas parfaitement linéaires mais paraissent reproduire le comportement décrit par Li et al. (1997). La méthode 2 fait apparaître des légères courbures sur les tracés, qui peuvent s'interpréter comme conséquence d'une compressibilité non négligeable du cake. En ce qui concerne les calculs de perméabilité, les valeurs confirment, quelle que soit la méthode, que le $CaCl_2$ a un effet défavorable quand on augmente la concentration de 0,02 M/L (~10^{-17}m/s) à 0,1 M/L (~10^{-16}m/s). Bien que l'on puisse observer un léger écart (< 10% sauf pour la bentonite V) entre les valeurs, les 2 méthodes semblent concorder sur leurs résultats, comme l'ont observé Pantet et Monnet (2007). En s'en tenant uniquement aux résultats du tableau I, on pourrait penser à un classement T>S>V pour un contact avec une solution peu chargée en électrolytes et V>S>T, le cas échéant. Néanmoins, les calculs de perméabilité ont été effectués en considérant la viscosité comme égale à celle de l'eau (Pantet et Monnet ; 2007). Or, le fluide percolant dans le « cake » est nécessairement lié à la suspension elle-même. Sa viscosité, différente de l'eau, nous amène à s'interroger sur le comportement rhéologique de la suspension.

4. Essai de viscosité (Viscosimètre Fann)

4.1. Principe

Le principe de l'essai au viscosimètre Fann est de faire écouler un fluide contenu dans un espace annulaire entre un rotor et un stator, cylindres coaxiaux, à l'aide de la rotation du rotor à différentes vitesses ω (3, 6, 100, 200, 300 et 600 tr/mn).

4.2. Résultats et analyses

Les rhéogrammes, représentant la contrainte de cisaillement τ [Pa] en fonction du taux de cisaillement $\dot{\gamma}$ [s^{-1}], pour les suspensions de bentonites calciques activées avec $CaCl_2$ à 0,1 M/L et 0,02 M/L sont exposés sur la figure 2.

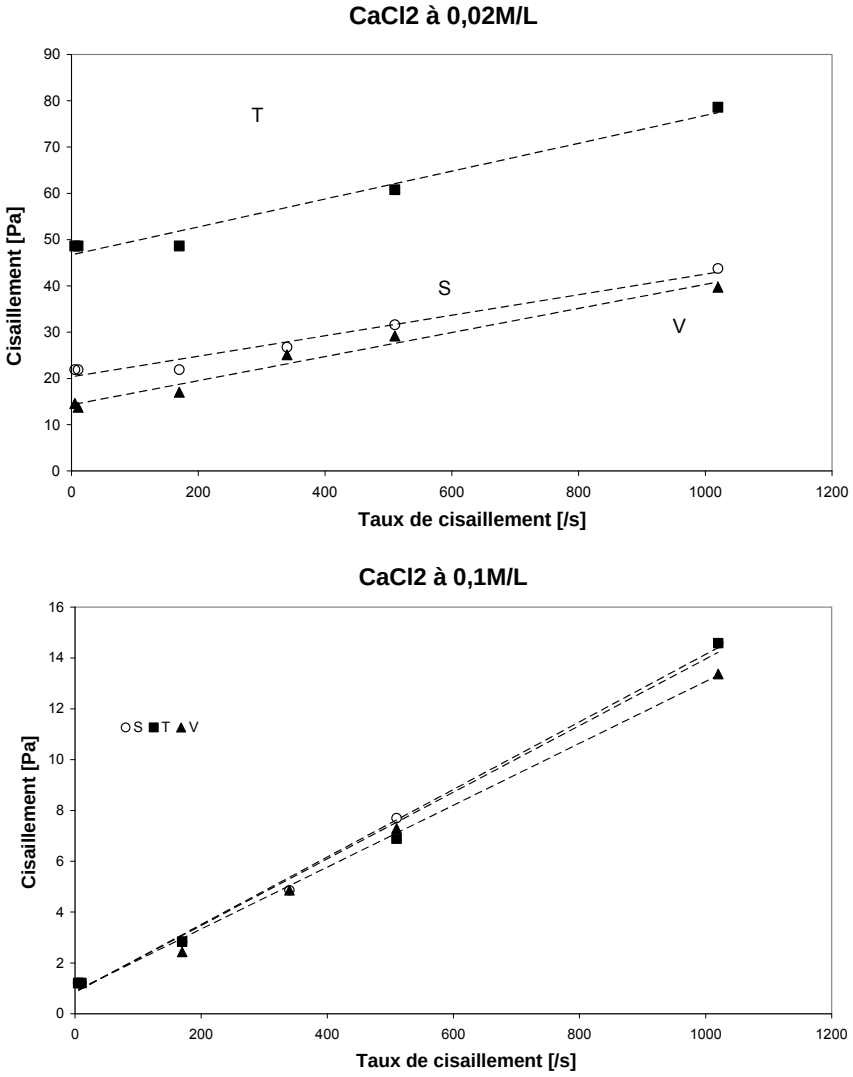


Figure 2 : Rhéogrammes des suspensions de bentonites

Le cisaillement est plus important pour un contact avec une solution non agressive. Les valeurs fluctuent dans une gamme de 15 à 75 Pa et de 1 à 15 Pa pour du $CaCl_2$ à 0,02 M/L et 0,1 M/L respectivement. La présence de Ca^{2+} en contact avec les bentonites calciques activées semble modifier le comportement rhéologique du mélange. Comme le soulignent Isik et al. (1999), les ions Ca^{2+} neutralisent la surface

et réduisent le nuage électronique des particules, ce qui a pour conséquence de rapprocher les particules jusqu'à apparitions de floculats, diminuant ainsi la viscosité. L'allure des courbes des bentonites avec $CaCl_2$ à 0,02 M/L peut traduire un comportement plastique à cause de l'accumulation de flocs en une structure continue (Heller et Keren, 2002). Ce type de comportement peut se modéliser sous la forme $\tau = \mu\dot{\gamma} + \tau_o$, dont les valeurs de viscosité apparente et de la contrainte seuil sont reportées au tableau II. A forte concentration (0,1M/L), la courbe montre un comportement quasiment newtonien, avec une contrainte seuil négligeable, en raison des ruptures de liaisons faibles. Ce type de comportement peut se modéliser sous la forme $\tau = \mu\dot{\gamma}$, dont les valeurs de viscosité apparente sont reportées au tableau II.

Tableau II. Caractéristiques rhéologiques de suspensions de bentonites

Bentonite	*S*		*T*		*V*	
Concentration $CaCl_2$	0,02 M/L	0,1 M/L	0,02 M/L	0,1 M/L	0,02 M/L	0,1 M/L
Viscosité apparente μ[Pa.s]	0,004	0,002	0,006	0,002	0,005	0,002
Contrainte seuil τ_o [Pa]	4,278	X	9,756	x	3,008	X

On observe des valeurs de viscosité apparente plus fortes (4 à 6 mPa.s) pour une solution de $CaCl_2$ à forte molarité qu'à plus faible molarité (2 mPa.s). A très forte molarité (0,1 M/L), l'inhibition des interactions est si importante qu'il n'est plus possible de différencier les suspensions de bentonite entre elles par leur viscosité. Pantet et Monnet (2007) observent qu'il n'y a pas directement de corrélation entre rhéologie et paramètres de filtration. Les résultats de rhéologie montrent qu'à une concentration en $CaCl_2$ de 0,02 M/L, la perméabilité semble être fonction de la rhéologie, quand on compare les suspensions de bentonite. Cependant, les résultats avec le $CaCl_2$ 0,1 M/L confirment la non-relation directe entre viscosité et filtration.

5. Discussions

5.1. Perméabilité

Comme évoqué au chapitre précédent, le calcul de perméabilité s'est effectué en considérant la viscosité de l'eau et non celle du fluide percolant dans le cake. En introduisant les valeurs de viscosités obtenues par l'essai rhéologique dans les équations (1) et (2), il est possible de recalculer les perméabilités selon les 2 méthodes proposées pour la filtration. Le tableau III expose ces valeurs de perméabilité.

Tableau III. Perméabilité intrinsèque [m²] des bentonites recalculées en fonction de la viscosité obtenue par le viscosimètre, selon les 2 méthodes

Bentonite	*S*		*T*		*V*	
Concentration $CaCl_2$	0,02 M/L	0,1 M/L	0,02 M/L	0,1 M/L	0,02 M/L	0,1 M/L
Méthode 1	$6{,}04.10^{-17}$	$2{,}82.10^{-16}$	$6{,}60.10^{-17}$	$6{,}60.10^{-16}$	$1{,}08.10^{-16}$	$2{,}96.10^{-16}$
Méthode 2	$5{,}80.10^{-17}$	$2{,}54.10^{-16}$	$6{,}96.10^{-17}$	$5{,}88.10^{-16}$	$1{,}37.10^{-16}$	$5{,}14.10^{-16}$

L'intégration des valeurs de viscosité apparente peut se justifier pour le cas des fluides de type binghamien avec contrainte seuil, dans la mesure où les pressions appliquées sont grandes (700 KPa) et suffisantes pour engendrer les frottements, tel que l'indique Meeten (1993). L'effet du $CaCl_2$ et l'alternance de performance entre T et V, selon la nature du fluide, sont conformes aux résultats précédents. Néanmoins,

les nouvelles valeurs de perméabilité mettent en évidence une nouvelle hiérarchie de performance entre les bentonites, différente de celle établie avec les résultats de l'essai de filtration seul. Pour la perméabilité, la bentonite S paraît être la plus performante lorsque le calcul issu de la filtration est couplé avec la rhéologie et semble être en phase avec les travaux de Couradin et al. (2008).

5.2. Viscosité

L'hypothèse principale dans cet exemple d'intégration de viscosité dans la formulation de la filtration est de considérer idéalement la viscosité du fluide percolant comme étant directement celle de la suspension. Cette supposition reste à discuter mais permet de mettre en évidence que la caractérisation des suspensions de bentonites à l'aide de la filtration ne peut pas s'effectuer sans prendre en compte la viscosité du fluide percolant. Cette viscosité, nécessairement dépendante de la rhéologie initiale de la suspension, varie en fonction de la concentration de bentonite, du fluide et du type de bentonite.

D'après les commentaires précédents, les méthodes semblent réalistes avec du $CaCl_2$ à 0,02 M/L, c'est-à-dire lorsque la viscosité des suspensions est assez élevée et le comportement binhgamien. A l'inverse, la correspondance des formules analytiques est moins marquante avec du $CaCl_2$ à 0,1 M/L, c'est-à-dire lorsque la viscosité des suspensions est faible et le comportement newtonien. L'inconvénient majeur est que la méthode semble fonctionner pour les viscosités dont les paramètres sont difficiles à déterminer. Dans le cadre des suspensions avec de l'eau déminéralisée (Benchabane, 2006 ; Heller et Keren, 2002 ; Sherwood et al., 1991), le comportement se rapprocherait plutôt du type otswaldien de la forme $\tau = \alpha\dot{\gamma}^N$ et dont la détermination d'une viscosité unique est laborieuse, à cause de l'apparition de nouveaux paramètres : la consistance α et l'indice d'écoulement N. Il serait probablement nécessaire de revoir les formulations analytiques (1) et (2) pour pouvoir intégrer ces paramètres dans le calcul, dans le cas des suspensions au comportement ostwaldien, que l'on peut rencontrer pour les mélanges avec une solution non agressive ou pour les ajouts de polymère.

6. Conclusions

Cette première étude effectuée, avec une solution de $CaCl_2$, sur des bentonites calciques activées, a eu pour objet (i) de calculer la perméabilité d'une suspension de bentonite par l'essai de filtration et (ii) de recalculer cette valeur via l'essai de viscosité. Le travail a permis de mettre en évidence:

- l'utilisation des essais de filtration et de viscosité pour caractériser l'effet du cation échangeable Ca^{2+} sur les suspensions de bentonite calcique activée,
- la possibilité de déterminer rapidement une perméabilité pour les suspensions de bentonite à l'aide de l'essai de filtration,
- l'impossibilité de ne retenir qu'une valeur unique et exacte de perméabilité calculée avec l'essai de filtration seul,
- les modifications des valeurs de perméabilité calculées en prenant en compte la viscosité mesurée par les essais rhéologiques.

La poursuite de cette étude, sur le couplage rhéologie-filtration-perméabilité, ouvre une piste pour les cas des bentonites calciques activées renforcées par polymère, et cela pour 2 raisons : (i) la présence de polymère modifie fortement la viscosité du

matériau et (ii) compte tenu de la complexification du comportement rhéologique résultant du mélange, le calcul de perméabilité nécessitera forcément la prise en compte de la viscosité, que l'essai de rhéologie nous permet de déterminer.

7. Références bibliographiques

Benchabane M. (2006) Etude du comportement rhéologique de mélanges argiles – polymères : Effets de l'ajout de polymères. Thèse de Doctorat. Université Louis Pasteur - Strasbourg 1, 228 pages.

Benna M., Kbir-Ariguibb N., Clinarda C. and Bergaya F. (2001) Static filtration of purified sodium bentonite clay suspensions. Effect of clay content, Applied Clay Science 19, 103-120.

Couradin A., Razakamanantsoa R., Djeran-Maigre I., Didier G. (2008) Etude comparative des performances hydrauliques d'adjuvants argileux en traitement de sols. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur JNGG'08, Nantes 18-20 juin, 8 pages.

Duroudier J.P. (1999) Pratique de la filtration. Hermès Science Publications, 222 pages.

Heller H., Keren R. (2002) Anionic polyacrylamide polymers effect on rheological behaviour of sodium-montmorillonite suspensions. Soil Sci. Am. J., 66, 19-25.

Isik O. Güngör N., Alemdar A. (1999) Influences of electrolytes, polymers and a surfactant on rheological properties of bentonite-water systems. Journal of Inclusion Phenomena and Macrocyclic Chemistry, 33, 155-168.

Li Y., Argillier J.F., Rosenberg E. (1997) Static and dynamic filtration properties of aqueous suspensions of clays and electrolytes. Revue de l'Institut Français du Pétrole, 52 (2), 207-218.

Meeten G.H. (1993) Shear and compressive yield in the filtration of a bentonite suspension. Colloids and Surfaces A: Physicochemical and Engineering Aspects, 82, 77-83.

Pantet A., Monnet P. (2007) Liquid-solid transition of kaolinite suspensions. Mechanics of Materials, 39, 819-833.

Razakamanantsoa R., Barast G., Djeran-Maigre I., Couradin A., Didier G. (2008) Performance hydraulique en présence de différents fluides d'un sol traité à la bentonite renforcée par ajout de polymère. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur JNGG'08, Nantes 18-20 juin, 8 pages.

Sherwood J.D., Meeten G.H., Farrow C.A., Alderman N.K. (1991) Concentration profile within non-uniform mudcakes. J. Chem. Soc. Faraday Trans., 87 (4), 611-618 .

CARACTERISATION MECANIQUE D'UN MELANGE DE SABLES D'HOSTUN

MECHANICAL CHARACTERIZATION OF A MIXTURE OF HOSTUN SANDS

Gaëlle BAUDOUIN[1], Frédéric ROSQUOËT[2], Jean CANOU[3], Jean-Claude DUPLA[3], Luc THOREL[1], Gérard RAULT[1], Irina ANDRIA-NTOANINA[3]
1 Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Bouguenais, France
2 IUT Génie Civil, Amiens, France
3 Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Univ. Paris-Est, UR Navier, CERMES, Cité Descartes, Champs-sur-Marne, France

RÉSUMÉ – Un sable doit posséder des caractéristiques particulières pour être utilisé en centrifugeuse afin de modéliser le matelas de transfert de charge d'un dispositif d'amélioration des sols compressibles par inclusions rigides. On présente tout d'abord l'analyse granulométrique du mélange de cinq fractions du sable d'Hostun puis le comportement mécanique.

ABSTRACT –Particular properties are needed for a sand to be used in centrifuge tests to model the mattress of load transfer of a device of soft soil improvement by stiff piles. We present first the grading curve of a five fractions mixture of the Hostun sand and then the mechanical behaviour.

1. Introduction

L'amélioration des sols compressibles par inclusions rigides verticales est de plus en plus utilisée (Briançon, 2002). Le massif renforcé est surmonté d'une couche de matériau granulaire (ou matelas) qui permet le transfert des charges dues à l'ouvrage vers les inclusions rigides (Hewlett et Randolph, 1988 ; Kempfert, 2004). Des « effets de voûte » se développent dans le matelas. Ils dépendent de paramètres géométriques (espacement, diamètre des inclusions, hauteur de matelas) et mécaniques (nature et intensité du chargement, nature du matelas). Cependant, les mécanismes intervenant dans son fonctionnement ne sont pas encore bien compris (Briançon, 2002).

Le Projet National ASIRI (Amélioration des Sols par Inclusions RIgides), débuté en 2005, a pour but d'améliorer la connaissance de ce système de renforcement, et de fournir des recommandations. Dans ce cadre, des expérimentations sont réalisées sur modèle réduit centrifugé. Une étude paramétrique sur un groupe de neuf inclusions est en cours (Baudouin et al., 2007).

A l'échelle du modèle, le matelas est constitué d'un mélange de plusieurs fractions granulaires de sable d'Hostun. La granulométrie et le comportement mécanique du mélange sont caractérisés. Des essais triaxiaux et de cisaillement direct réalisés au CERMES et à l'IUT de génie civil d'Amiens sont présentés. Les performances du mélange sont comparées à celles de la fraction de référence HN 31 seule.

2. Les paramètres physiques

L'étude bibliographique sur la modélisation physique d'amélioration de sol par inclusions rigides a montré qu'un matériau granulaire qui possède des éléments assez gros favorise les transferts de charge de la structure vers les inclusions (Jenck, 2005). Classiquement le matelas granulaire est constitué de grave B3 (LCPC, 1992) dont les diamètres des plus gros sont de 31,5 mm. C'est pourquoi, sur des modèles réduits au 1/30ème, on souhaite mettre en place un sable de granulométrie étalée dont les éléments ont un diamètre équivalent inférieur à 1 mm.

Pour favoriser le développement des efforts de cisaillement dans le matelas, on choisit le sable d'Hostun, dont les grains sont plus anguleux que le sable de Fontainebleau, et qui est disponible en plusieurs fractions granulométriques : HN38, HN34, HN31, HN0,4/0,8, HN0,6/1,6. La fraction HN31 du sable d'Hostun (autrefois Hostun RF) est une référence en France pour les essais de laboratoire (Flavigny et al., 1990). On réalise le mélange (m 1/5) des cinq fractions pour obtenir un matériau à granulométrie continue, en coupant la dernière fraction à 1 mm pour respecter l'échelle du modèle réduit.

On mélange chaque fraction en proportion égale, en versant en même temps les cinq fractions dans un malaxeur (Grosseau, 2007). Ainsi, on obtient un mélange homogène, contrôlé par granulométrie laser. Les écarts mesurés entre deux prises d'essais d'un malaxeur sont alors évalués et présentés sur la figure 1.

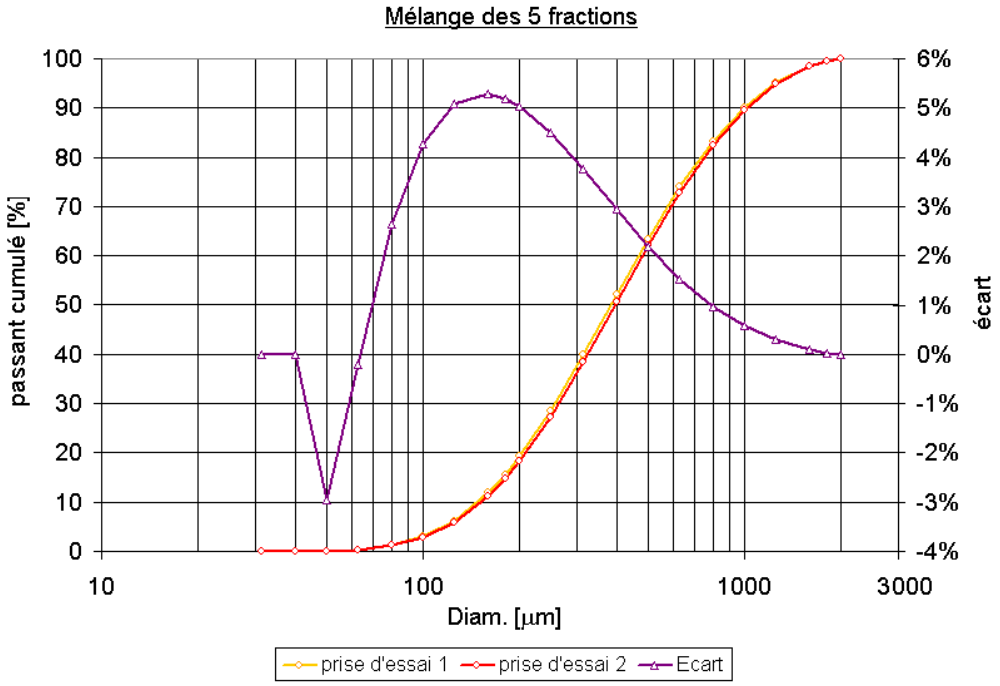


Figure 1. Contrôle de l'homogénéité du mélange.

Les écarts mesurés ne sont pas supérieurs à 5,3 % entre deux prises d'essais d'une même "gâchée". Ces valeurs sont plus faibles (Grosseau, 2007) que celles obtenues avec d'autres modes de mélange (par couches successives de chaque fraction par exemple).

Les masses volumiques maximum et minimum de ce mélange ont été déterminés au CERMES : ρ_{dmin} = 1,40 g/cm^3 et ρ_{dmax} = 1,73 g/cm^3 (e_{min} = 0,532 et e_{max} = 0,893) Une analyse par tamisage à sec permet d'obtenir les courbes granulométriques (Figure 2 et tableau I).

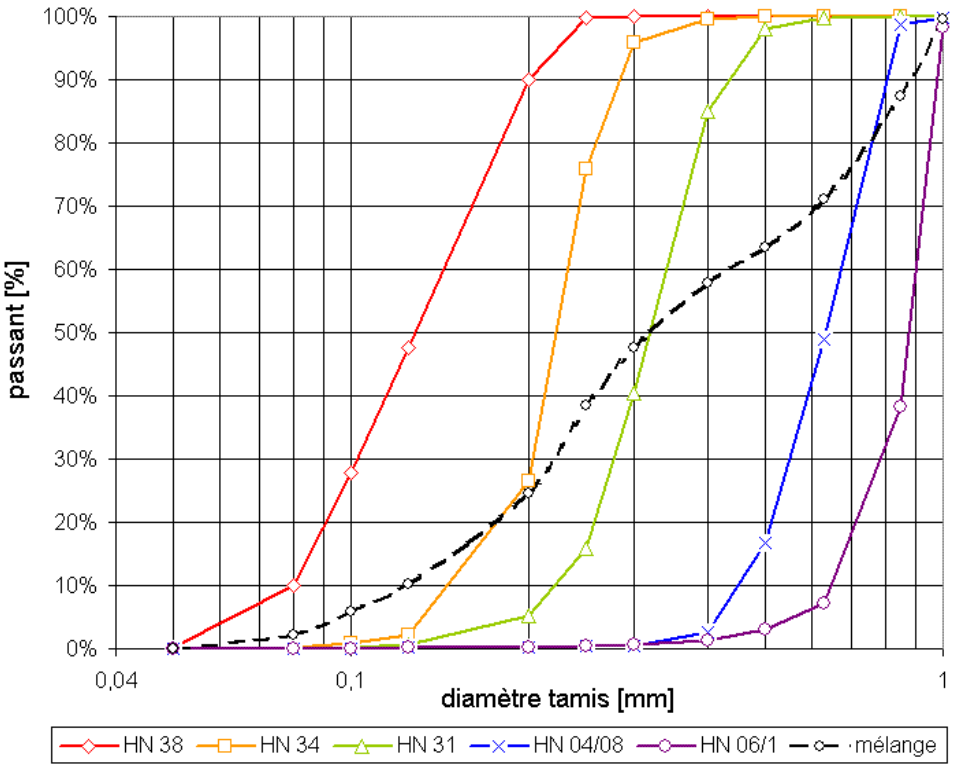


Figure 2. Courbes granulométriques des sables d'Hostun et du mélange

Tableau I. Caractéristiques granulométriques (Grosseau, 2007).

	HN 38	HN 34	HN 31	HN 0,4/0,8	HN0,6/1,6	m 1/5
d_{10}	80	145	220	455	650	125
d_{30}	100	205	280	550	790	220
d_{50}	130	225	320	635	880	320
d_{60}	145	235	345	680	905	440
d_{90}	200	285	440	815	980	880
C_U	1,81	1,62	1,57	1,49	1,39	3,52
C_C	0,86	1,23	1,03	0,98	1,06	0,88
C_E	2,50	1,97	2,00	1,79	1,51	7,04
C_S	1,06	1,23	1,06	1,09	1,22	0,93

d_x : diamètre des grains solides à x % de passant, C_U : coefficient d'uniformité, C_C : coefficient de courbure, C_E : coefficient d'étalement, C_S : coefficient de symétrie.

3. Les paramètres mécaniques

3.1. Reconstitution des échantillons

Après le mélange des différentes fractions, les échantillons destinés aux essais de cisaillement rectiligne sont reconstitués en quatre couches par un léger compactage directement dans la boîte qui servira au cisaillement. La masse de sol à introduire dans la boîte est déterminée pour obtenir après compactage une éprouvette de masse volumique choisie et pour que le plan de cisaillement se trouve à mi-hauteur de l'éprouvette (NF P94-071-1, 1994). Les essais triaxiaux sont reconstitués par pluviation dans l'air (figure 3) avec une densité contrôlée et de façon homogène.

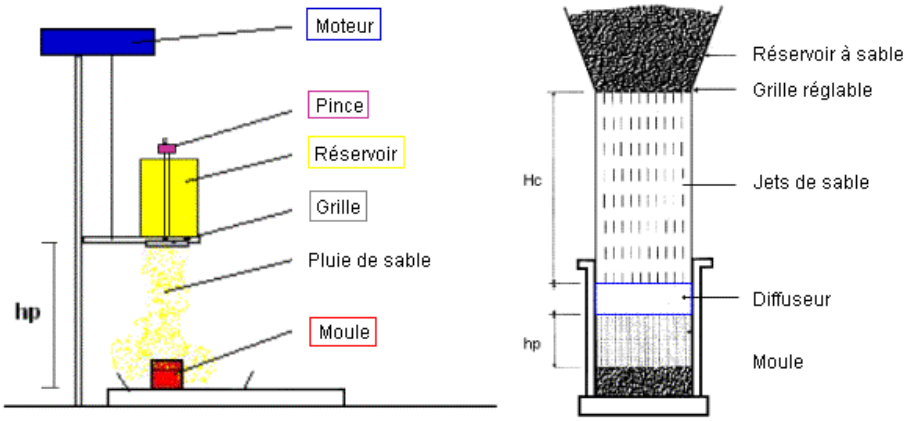


Figure 3. Schémas du pluviateur LCPC et du pluviateur CERMES

Un pluviateur est composé d'un réservoir, contenant le sable, muni à sa base d'une grille interchangeable. Cet ensemble est mobile pour permettre de conserver une hauteur de pluviation constante. La densité obtenue varie en fonction de la hauteur pluviation (h_p) et du débit, géré par la géométrie de la grille (taux de perforation). L'appareil doit donc être étalonné pour chaque matériau (Benahmed, 2001). Un tube plongeur (ou diffuseur) équipé de tamis permet d'avoir une hauteur de chute du sable constante, éventuellement très petite, y compris à l'intérieur des éprouvettes reconstituées. Pour l'ensemble des essais, la densité des échantillons est contrôlée par pesée.

3.2. Essais de cisaillement rectiligne à la boîte

Des essais de cisaillement rectiligne à la boîte ont été réalisés sur la fraction HN31 ainsi que sur le mélange dans deux états de compacité. De plus, le sable a été usé artificiellement pour simuler l'équivalent de 50 cycles de pluviation, selon une procédure utilisant l'essai micro-Deval sans bille (Poret, 2005). Toutes les conditions d'essais sont combinées : type (HN 31 ou mélange), densité et usure (il y a donc 8 séries d'essais) et toutes les séries sont doublées pour contrôler la répétabilité. La contrainte normale appliquée varie de 50 à 400 kPa. Les déplacements horizontaux sont appliqués à la vitesse de cisaillement de 1,5 mm/min, l'essai est arrêté pour un déplacement horizontal de 0,3 à 0,6 mm. L'interprétation des résultats suppose que le matériau est sans cohésion.

Comme attendu (Costet et Sanglerat, 1975), on trouve que l'angle de frottement interne diminue (Tableau II et figure 4) :

- lorsque la densité diminue ;
- lorsque la granulométrie est moins étalée ;
- avec l'usure du matériau.

L'usure provoque par ailleurs un effet plus important de la densité sur l'angle de frottement interne (Tableau II).

Tableau II. Résultats des essais de cisaillement rectiligne en terme d'angle de frottement interne

	neuf, ρ=1,56 g/cm^3	neuf, ρ=1,65 g/cm^3	usé, ρ=1,56 g/cm^3	Usé, ρ=1,65 g/cm^3
Mélange Hostun	39,5	40,0	35,2	39,3
HN 31	34,6	35,7	-	-

Pour ces résultats, les valeurs de l'angle de frottement interne sont données avec une erreur $\delta\varphi = \pm 0.1°$.

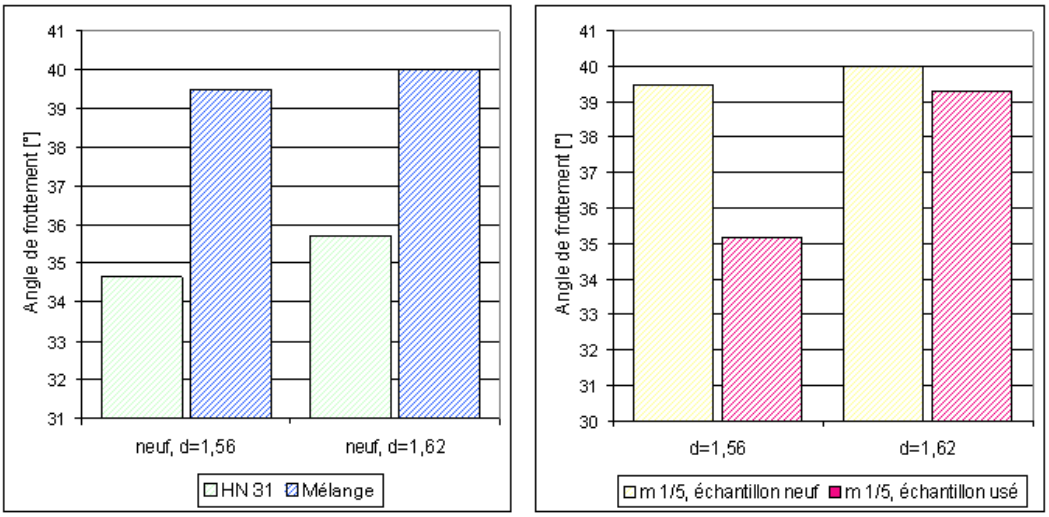


Figure 4. Résultats des essais de cisaillement rectiligne

3.3. Essais triaxiaux

Le comportement mécanique de la fraction HN 31 du sable d'Hostun a déjà été très étudiée (De Gennaro et al., 2004 ; Lancelot et al., 1996).

Des essais triaxiaux sur le mélange de sable d'Hostun m1/5 ont été réalisés au CERMES (Tang, 2007), selon un cahier des charges (Dupla et al., 2007). Les essais, consolidés drainés, sont réalisés sur des éprouvettes de Ø=100 mm, pour deux densités de matériau : I_D = 0,9 et I_D = 0,7. La variation de la pression interstitielle est mesurée. Les pressions de confinement sont successivement 25, 50, 100 et 200 kPa. Le chargement est monotone et uniquement en compression. La vitesse de cisaillement est de 0,25 %/min. On appréciera donc les caractéristiques du mélange en comparaison avec celles de la fraction HN 31 uniquement pour ce type d'essai.

Le comportement du mélange est ductile : les pics sont peu marqués. Pour les confinements les plus faibles, la contrainte (figure 5a) tend vers une asymptote. Pour

I_D = 0,9, la déformation volumique (figure 5b) montre une faible phase de contractance initiale puis une phase de dilatance marquée. La contractance augmente avec le confinement.

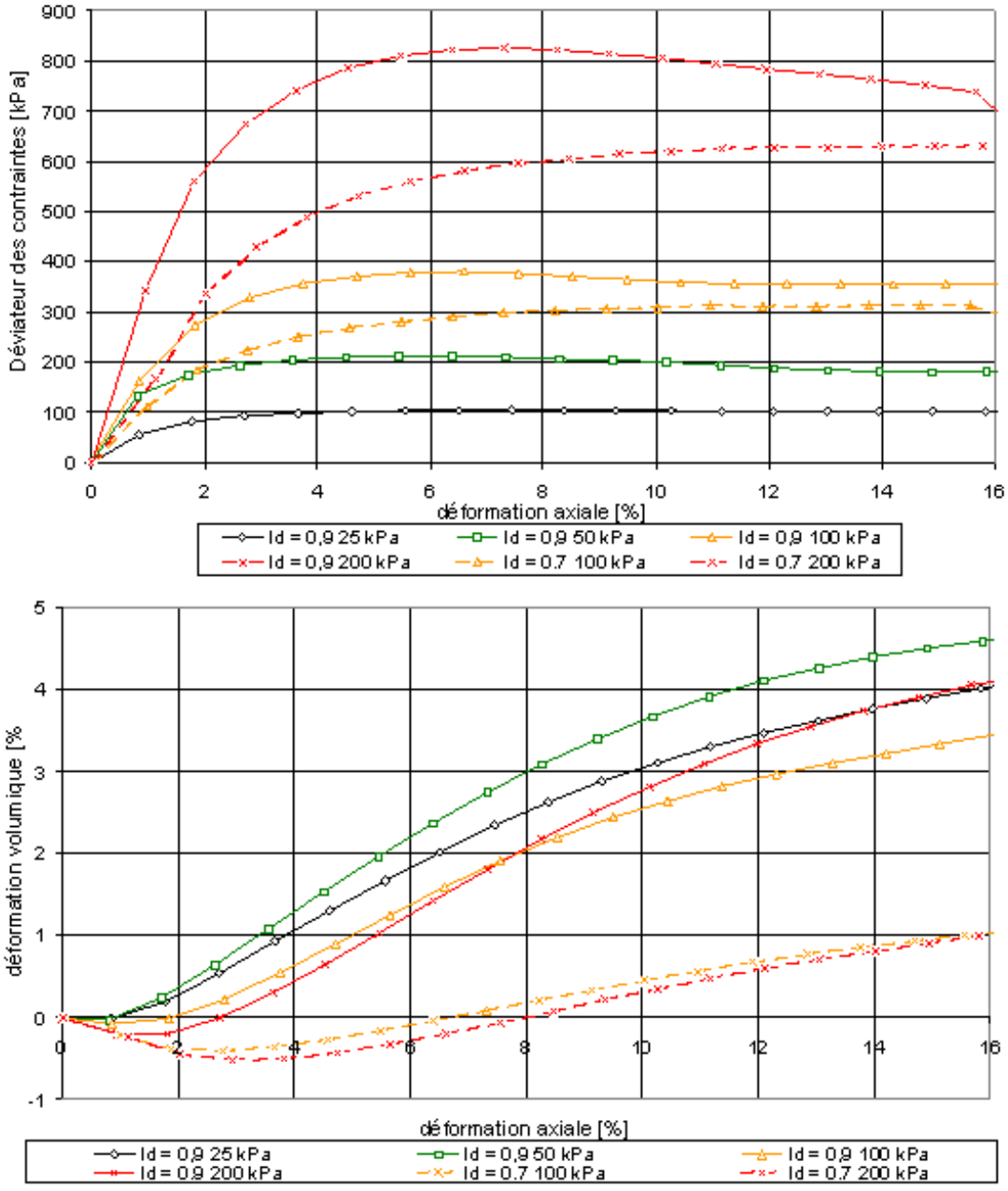


Figure 5. a) Variation du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale, b) Variation de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale

On compare ces résultats avec ceux obtenus avec des éprouvettes de sable dont l'indice de densité est de 0,7 : A même pression de confinement, les échantillons les plus denses présentent des valeurs du déviateur des contraintes plus grandes. En revanche, les échantillons les plus lâches présentent une phase de contractance beaucoup plus importante et une faible dilatance.

A partir des 4 essais réalisés sur les échantillons les plus denses, on peut évaluer le concept d'état critique. Dans le plan (p', q), la projection de la courbe de rupture est linéaire.

Tableau III. Résultats essais triaxiaux, mélange Hostun, I_D = 0,9

Confinement [kPa]	σ_3 [kPa]	Contre-pression [kPa]	Valeurs à la rupture	
			q [kPa]	p' [kPa]
24	275	251	105	59
50	350	300	213	121
107	302	195	380	232
210	400	190	826	485

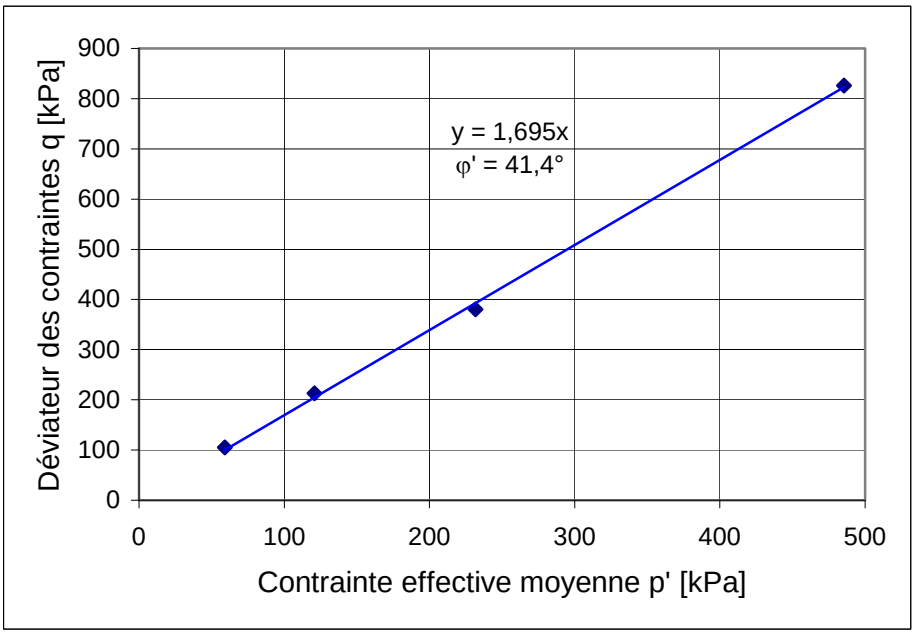


Figure 6. Représentation de l'état critique dans le plan (p', q) pour le mélange de sable d'Hostun m1/5

L'angle de frottement mobilisé à la rupture est alors φ' = 41,4° pour I_D = 0,9. Cette valeur est supérieure à celle obtenue pour la fraction HN 31 pour le même indice de densité et les mêmes états de contrainte, φ' = 40° (Benahmed, 2001).

Pour Lancelot et al. (1996) et pour des confinements variant de 20 à 100 kPa, les angles de frottement moyens du HN31 varient de 37° pour un état lâche (I_D = 0,11) à 44° pour un état dense (I_D = 0,89). Enfin, Mokrani (1991) réalise également des essais triaxiaux sur le sable d'Hostun HN 31 pour des états de contrainte forts, il trouve un angle de frottement interne variant de 34 à 41,9° pour des indices de compacité variant de 41 à 54 %. Ces variations s'expliquent par les variations des gammes de contrainte utilisées.

On peut donc espérer que l'utilisation d'un mélange augmentera les efforts de cisaillement dans le matelas granulaire du modèle renforcé par inclusions rigides soumis à des états de contrainte semblables à ceux des essais réalisés. Le report de charge de la structure vers les inclusions en sera alors favorisé.

Dans une deuxième série d'expérimentation en centrifugeuse, une étude paramétrique nous permettra d'évaluer ces effets sur l'efficacité du renforcement.

4. Conclusions

Le comportement d'un mélange dense de cinq fractions granulaires du sable d'Hostun donne à la rupture un angle de frottement interne de 41,4° au triaxial contre 41° à la boîte de cisaillement. La caractérisation physique réalisée permet de justifier l'intérêt de l'utilisation de ce mélange pour favoriser le report de charge entre la structure et les inclusions. D'autre part, des premiers essais de caractérisation mécanique montrent une augmentation du frottement pour le mélange par rapport à la fraction HN 31 seule (dans la même gamme de contrainte).

L'angle de frottement interne diminue lorsque la densité diminue, lorsque la granulométrie est moins étalée et avec l'usure du matériau. L'usure provoque par ailleurs un effet plus grand de la densité sur l'angle de frottement interne.

5. Références bibliographiques

Baudouin G., Thorel L., Rault G., Garnier J. (2007) Renforcement de sols compressibles par inclusions rigides : dispositif pour la modélisation en centrifugeuse d'une maille élémentaire. XXVème Rencontres universitaires de Génie civil, Bordeaux, mai 2007.

Benahmed N. (2001) Comportement mécanique d'un sable sous cisaillement monotone et cyclique. Thèse de doctorat en géotechnique, ENPC, 351p.

Briançon L. (2002) Renforcement des sols par inclusions rigides. Etat de l'art. IREX, Paris, 85p.

Costet J., Sanglerat G. (1975) Cours pratique de mécanique des sols. Tome 1: plasticité et calcul des tassements, Dunod, 263p.

De Gennaro V., Canou J., Dupla J.C., Benahmed N. (2004) Influence of loading path on the undrained behaviour of a medium loose sand. Canadian Geotechnical Journal, n°41, 166-180.

Dupla J.C., Canou J., Thorel L. (2007) ASIRI, Theme 3. Cahier des Charges des essais triaxiaux. Ref. LCPC RMS/MSC-2006-3-04-1/1-a, 23p.

Flavigny E., Desrues J., Palayer B. (1990) Note technique. Le sable d'Hostun « RF ». Revue Française de Géotechnique, n°53, 67-70.

Grosseau J. (2007) Caractérisation mécanique du sable d'Hostun reconstitué par pluviation. Caractéristiques oedométriques de la kaolinite. Rapport de stage LCPC-RMS/MSC 2007-4-08, Université de Nantes, 50p.

Hewlett W.J., Randolph M.F. (1988) Analysis of piled embankment. Ground Engineering, vol. 21, n°3, 12-18.

Jenck O. (2005) Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales. Modélisation physique et numérique. Thèse de doctorat Génie Civil. INSA de Lyon. 383p.

Kempfert H.G. (2004) German Recommendations for reinforced embankments on pile-similar elements. Third European Geosynthetics Conference. Geotechnical Engineering with geosynthtics, Munich, 279-284.

Laboratoire Central de Ponts et Chaussées, (1992) *Réalisation des remblais et des couches de forme*, France, Fascicules I 98p et II 102p.

Lancelot L., Sharour I., Al Mahmoud M. (1996) Comportement du sable d'Hostun sous faibles contraintes, Revue Française de Géotechnique, n°74, pp 63-64.

Mokrani L. (1991) Simulation physique du comportement des pieux à grande profondeur en chambre de calibration. Thèse de doctorat, Institut Polytechnique de Grenoble.

Norme française NF P94-071-1, (1984) : Comparateurs Essai de cisaillement rectiligne à la boite, Partie 1 : Cisaillement direct. AFNOR, 16p.

Poret C. (2005) Etude du vieillissement du sable de Fontainebleau. Rapport LCPC-MSC-2005-4-11-1/1-a. 58p.

Tang L. (2007) Etude du comportement mécanique de sables. Rapport de stage scientifique. CERMES, ENPC. 54p.

APPAREIL ŒDOMÉTRIQUE INSTRUMENTÉ POUR L'ÉTUDE DES SOLS NON SATURÉS

INSTRUMENTED OEDOMETER APPARATUS TO STUDY UNSATURATED SOILS

Bernardo CAICEDO, Juan Carlos ULLOA, Julián TRISTANCHO
1 Universidad de Los Andes, Bogotá D.C. Colombie

RÉSUMÉ – Cet article décrit un appareil œdométrique instrumenté qui permet la mesure des contraintes horizontales et verticales ainsi que la succion et la teneur en eau. Les résultats montrent qu'un tel appareil peut apporter des mesures utiles pour l'étude de la réponse anisotrope des sols compactés partiellement saturés.

ABSTRACT – This paper describes a fully instrumented œdometric apparatus that allows the measure of vertical and horizontal stress as well as the suction and water content. The results obtained reveal that this apparatus could be useful to investigate the anisotropic response of the unsaturated compacted soils.

1. Introduction

Les sols compactés sont essentiellement des sols partiellement saturés qui ont un comportement gonflant ou contractant qui dépend de la valeur de la pression interstitielle négative et du chemin de contraintes. La connaissance du chemin de contraintes subi par le sol pendant le compactage est donc fondamentale pour la prévision de son comportement.

Les techniques traditionnelles de compactage au laboratoire, selon un processus dynamique à énergie contrôlée ne permettent pas le contrôle du chemin des contraintes. D'autre part le compactage des sols par compression uniaxiale permet le contrôle de la contrainte verticale mais la totalité du chemin des contraintes reste inconnue, Murillo (2006).

L'étude du comportement des sols compactés peut être abordée en utilisant les techniques de laboratoire développées pour l'étude des sols non saturés. La plupart de ces techniques font appel à des appareils triaxiaux ou œdométriques à succion contrôlée. Ce type d'essai soumet les sols à différents chemins de contraintes et à des cycles de humidification et drainage. Etant donné que ces essais sont faits à succion contrôlée, le temps nécessaire pour caractériser les sols s'étale sur plusieurs semaines ou mois.

Une alternative pour étudier le comportement des sols non saturés d'une façon plus rapide est l'utilisation des appareils triaxiaux ou œdométriques avec mesure de succion pendant l'essai (Blatz et Graham,2003 ; Jotisankasa et al.,2007).

L'objectif principal de cet article est de présenter une méthode pour étudier le chemin des contraintes, des déformations, la succion et la teneur en eau pendant la préparation par compression uniaxiale des sols partiellement saturés. Pour cela un nouvel appareil œdométrique est proposé et des résultats sur un kaolin partiellement saturé sont présentés.

2. Matériaux et équipement

Le matériau utilisé est du kaolin avec une limite de liquidité w_l= 55%, et un indice de plasticité I_p=29%. Des essais de compactage Proctor normal ont donné une teneur en eau optimale de 29% et une masse volumique sèche de 1,45 g/cm^3.

La Figure 1 montre la cellule œdométrique utilisée pour les essais. Cette cellule a été conçue pour mesurer les contraintes et déformations ainsi que la succion et la teneur en eau pendant la compression uniaxiale. Les modifications faites pour pouvoir faire ces mesures sont :

Une sonde capacitive cylindrique installée dans le centre de la cellule laquelle permet de mesurer la teneur en eau de l'échantillon (Figure 2).

Trois psychromètres pour mesurer la succion en trois points autour de la mi-hauteur de l'échantillon.

Un capteur de déplacement du type LVDT.

Un capteur de force pour mesurer la contrainte verticale.

Trois capteurs de force miniatures pour mesurer la contrainte horizontale.

La mesure des psychromètres est relevée à l'aide d'une chaîne d'acquisition des données Campbell Scientific CR7. Les forces, le déplacement et la teneur en eau sont mesurés en utilisant une chaîne d'acquisition Advantech ADAM. La cellule œdométrique est installé sur une presse Wykeham Farrance qui permet faire des tests à vitesse de déformation contrôlée.

Figure 1. Cellule œdométrique.

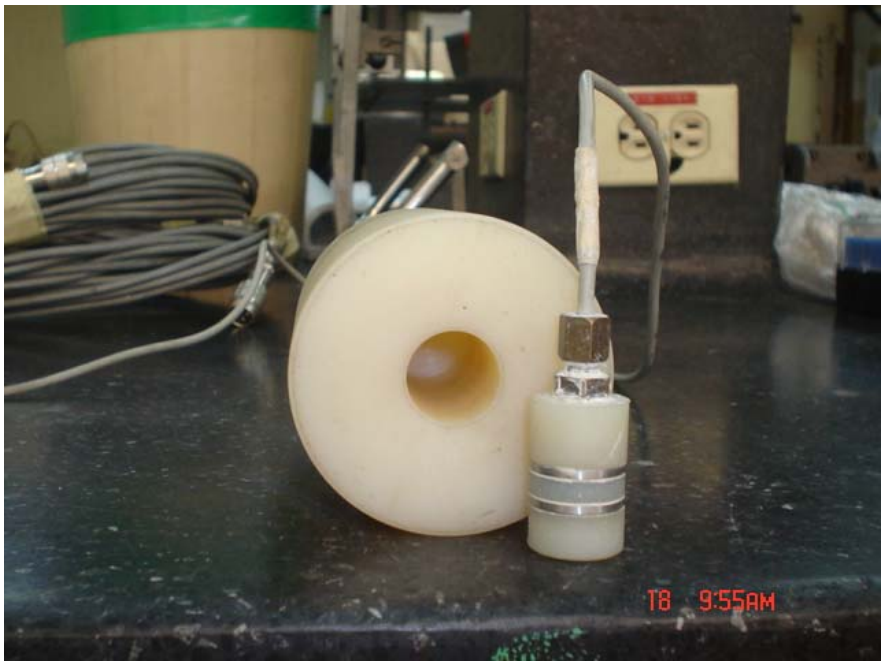


Figure 2. Capteur de teneur en eau capacitive.

3. Programme expérimental

Deux essais ont été réalisés sur du kaolin. L'un des essais (n°1) a été fait à la teneur en eau optimale et a été compacté jusqu'à une contrainte verticale de 2,6 MPa. Pour l'autre essai (n°2) le sol a été mélangé avec de l'eau jusqu'à 70% de la teneur en eau optimale et ensuite a été compacté à une contrainte verticale de 0,9 MPa.

L'essai de compression a été fait avec vitesse de déplacement constante et avec un cycle de décharge et recharge. Ce type de chargement permet de mesurer de façon continue les contraintes horizontales, verticales, la succion et la teneur en eau.

À la fin de l'étape de recharge l'échantillon est soumis à une imbibition par le bas de la cellule sous une pression de 20 kPa. Pendant cette partie de l'essai le déplacement est bloqué, de cette façon le comportement gonflant ou contractant du sol correspond à une augmentation ou diminution de la contrainte.

4. Résultats expérimentaux

Les figures 3 jusqu'à 9 montrent les résultats obtenus sur l'échantillon compacté jusqu'à 2,6 MPa. Sur ces figures les points correspondants aux différentes phases de l'essai sont indiqués par les points A à D de la façon suivante :

Point A	état initial
Point B	fin de l'étape de charge et recharge
Point C	fin de l'étape de décharge
Point D	fin de l'étape d'imbibition

Les trois capteurs de force miniature de la cellule œdométrique permettent de mesurer la contrainte horizontale pendant l'essai. La Figure 3 montre les résultats des mesures de la contrainte verticale et horizontale. Sur cette courbe on peut apprécier les différentes tendances qui dépendent de la direction de la charge. La première partie (A–B) correspond au chemin de charge, lequel peut être caractérisé approximativement par deux lignes droites, ces lignes pourraient correspondre à deux domaines : l'un surconsolidé, l'autre normalement consolidé. Pendant le chemin de décharge, (B-C) la contrainte horizontale reste constante jusqu'à une valeur de contrainte verticale de 1 MPa ; après ce seuil la contrainte horizontale diminue mais il reste une contrainte de 200 kPa à la fin de l'étape de décharge. Le chemin de recharge (C-B) est approximativement linéaire ce qui correspond à un comportement élastique. Finalement pendant l'imbibition il y a une petite diminution de la contrainte verticale et une plus importante augmentation de la contrainte horizontale. Les résultats obtenus pendant l'imbibition montrent un très clair comportement anisotrope car on obtient un effondrement dans la direction verticale et un gonflement dans la direction horizontale.

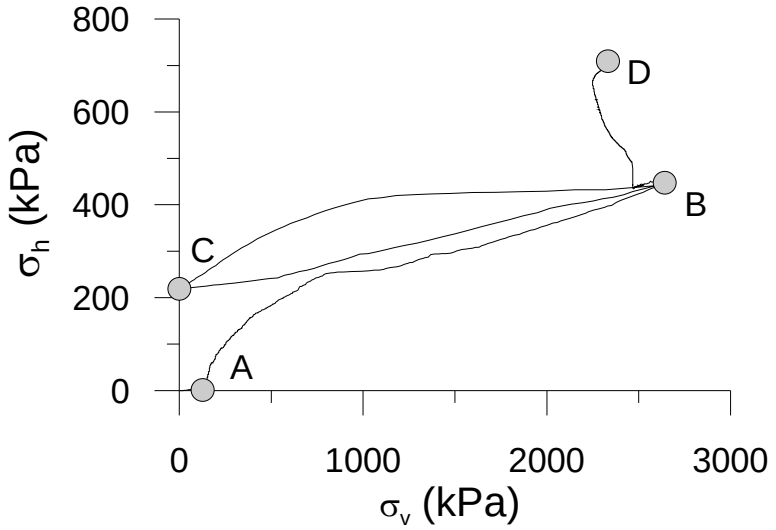


Figure 3. Contraintes verticale et horizontale au cours de l'essai n°1.

Un des avantages principaux de mesurer la contrainte horizontale pendant le chargement et le déchargement est la possibilité d'obtenir le chemin de contraintes dans le plan q – p. La Figure 4 montre les résultats dans ce plan correspondant aux chemins de charge – décharge – recharge et humidification. Cette figure montre le comportement non linéaire obtenu pendant le chemin de charge pour les plus basses contraintes, après cette partie on apprécie un comportement linéaire pour les contraintes plus élevées. Pendant la décharge et recharge le sol montre un comportement approximativement réversible mais avec un cycle hystérétique. Pendant l'imbibition la contrainte déviatorique diminue et la contrainte isotrope reste à peu près constante.

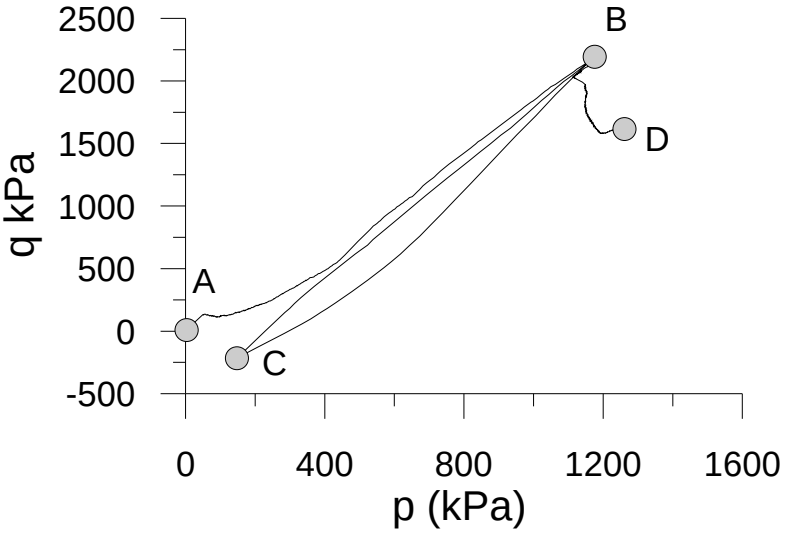


Figure 4. Résultats dans le plan q – p pour l'essai n°1.

La figure 5 montre la relation entre la déformation axiale et la contrainte déviatorique. Du fait que l'essai commence avec le sol en état lâche, la partie initiale du chemin de charge (A-B) montre une grande déformation axiale sans avoir un incrément significatif de la contrainte déviatorique. Pour une déformation axiale de 10% la contrainte déviatorique augmente de façon exponentielle jusqu'à la valeur de contrainte maximale (point B). En décharge la contrainte déviatorique arrive à une valeur négative du fait de la valeur nulle de contrainte verticale et une contrainte horizontale positive. Finalement lors de l'humidification à déformation nulle la contrainte déviatorique diminue.

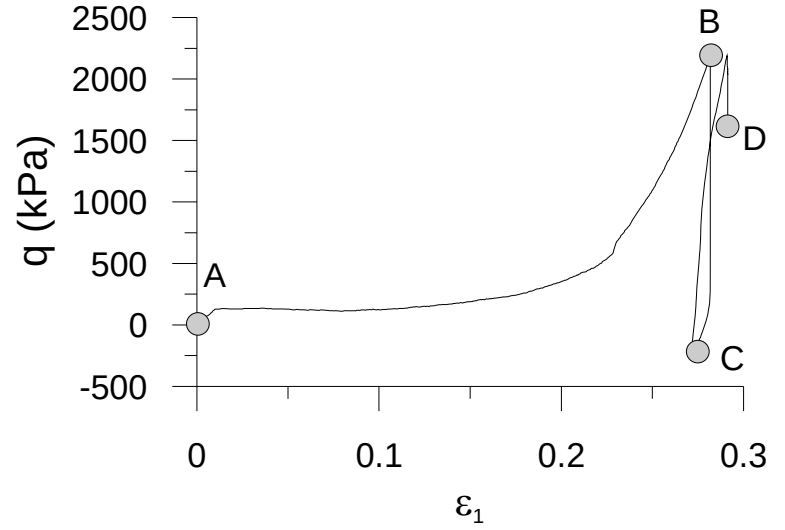


Figure 5. Relation entre la déformation verticale et la contrainte déviatorique (essai n°1)

La Figure 6 montre la relation entre le volume spécifique et la contrainte moyenne. Sur cette figure on distingue clairement la partie initiale élastique. Du fait que l'essai commence avec l'échantillon en état lâche, ce domaine initial élastique est lié à une sur consolidation due à la succion. Aussi on remarque que cette droite initiale dans

le domaine élastique est parallèle aux droites de décharge et recharge (points B, C). Après le domaine initial surconsolidé, le volume diminue plus rapidement, le degré de saturation augmente et la succion diminue.

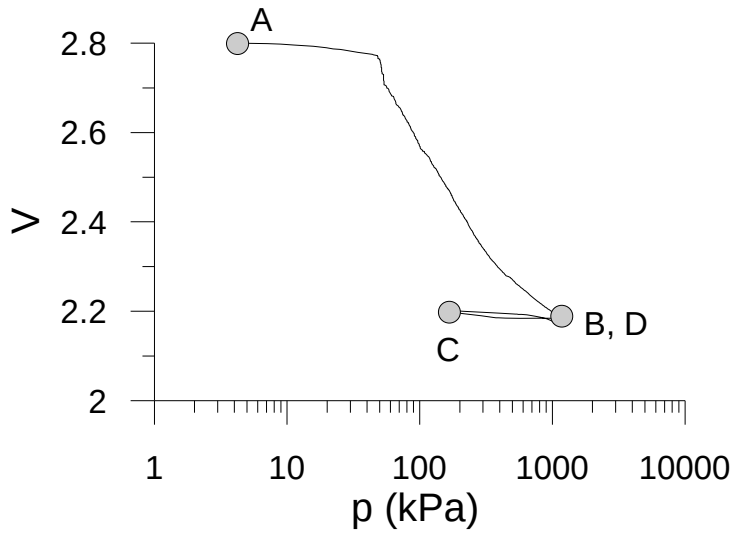


Figure 6. Relation entre la contrainte isotrope et le volume spécifique (essai n°1)

La figure 7 montre la relation entre la succion et la teneur en eau volumique θ_w et la figure 8 montre la relation entre la succion et la contrainte isotrope. Comme on peut l'observer sur ces figures, la cellule œdométrique modifiée permet de mesurer la courbe de succion du sol pendant la consolidation.

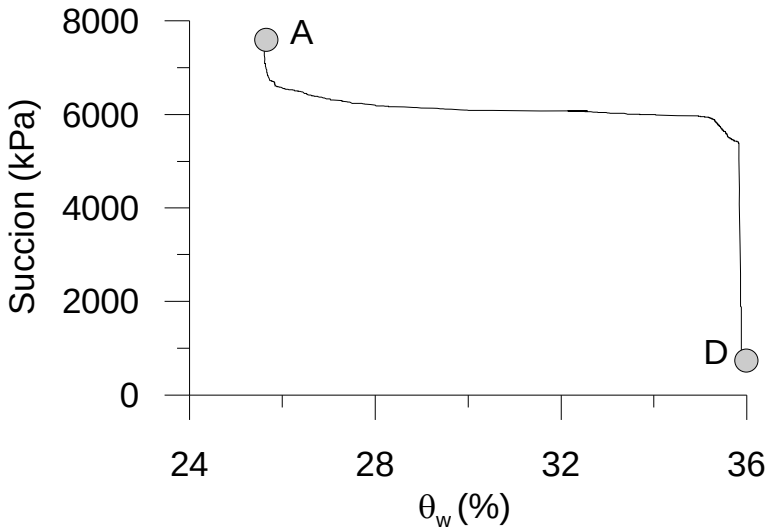


Figure 7. Relation entre la succion et la teneur en eau volumique.

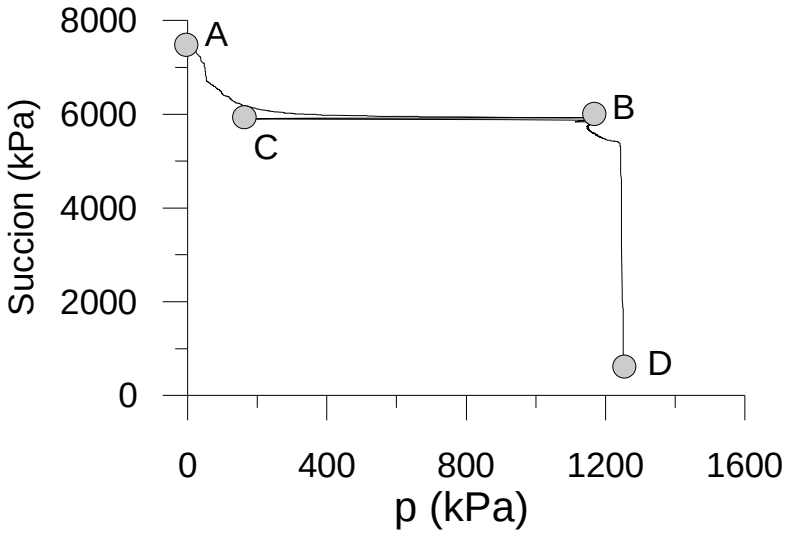


Figure 8. Relation entre la succion et la contrainte isotrope

Finalement, avec la cellule œdométrique instrumentée il est possible d'obtenir le chemin de charge - décharge – recharge et humidification dans le plan p – q – s (Figure 9). Sur cette courbe on peut apprécier toutes les tendances qui on été identifiées sur les figures 3 à 8. L'état initial (point A) est caractérisé par une valeur de succion élevée et contrainte nulle ; la succion élevée produit un sol surconsolidé et de ce fait l'augmentation de la contrainte déviatorique montre les deux domaines : surconsolidé et normalement consolidé. On peut aussi apprécier que la succion évolue principalement pendant le chemin de charge, en effet la décharge n'entraîne pas un changement de succion important. Finalement, pendant l'humidification la succion diminue jusqu'à zéro, la contrainte isotrope augmente et la contrainte déviatorique diminue.

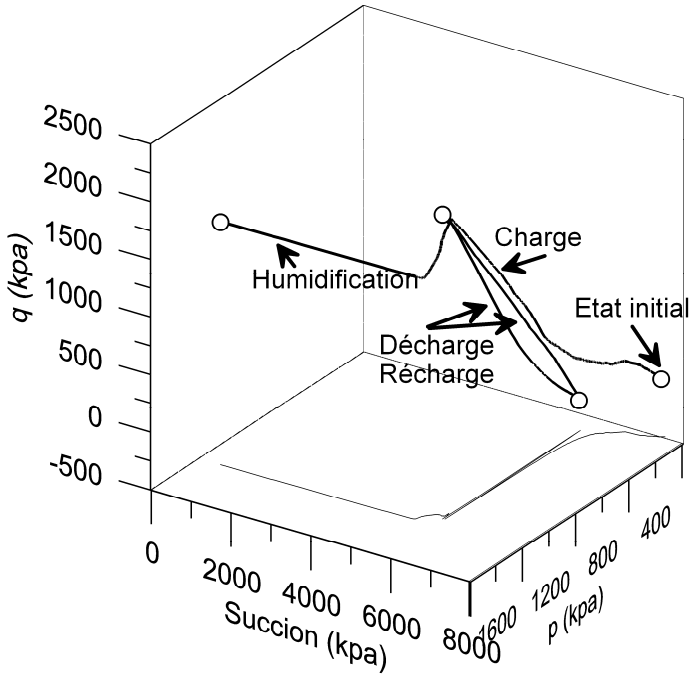


Figure 9. Résultats de l'essai de compression dans le plan p – q – s.

4. Conclusions

Cet article décrit une nouvelle cellule œdométrique instrumentée pour des sols partiellement saturés.

Les essais réalisés avec cette cellule montrent qu'elle permet d'accéder au chemin des contraintes pendant le compactage par compression uniaxiale d'un sol non saturé. Cette cellule pourrait donc être très utile pour l'étude de différents problèmes tels que :

- L'étude des procédés de préparation des sols utilisés en modèles physiques.
- La calibration des lois de comportement des sols non saturés dans une fraction de temps comparé avec des essais faits à succion contrôlée. Cependant à cause du fait que la succion, les contraintes, la saturation et l'indice de vides changent pendant l'essai, une correcte interprétation de ce type d'essai passe par la modélisation préalable du comportement du sol pendant l'essai.
- L'étude de l'anisotropie des sols compactés, notamment leur comportement anisotrope lors de l'humidification.

5. Références bibliographiques

Blatz J.A., Graham J. (2003) Elastic – plastic modelling of un-saturated soil using results from a new triaxial tests with controlled suction. Géotechnique 53. No 1. pp 113 – 122.

Jotisankasa A., Ridley A., Coop M. (2007) Collapse behavior of compacted silty clay in suction – monitored oedometer apparatus. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE, July 2007. pp 867 – 887.

Murillo C. (2006) Caraterización Geotécnica en Centrífuga de Macizos Multicapa de Suelo Parcialmente Saturado usando Ondas de Superficie. PhD. Thesis Universidad de los Andes, Bogotá Colombia.

DISPOSITIF TRIAXIAL DYNAMIQUE DE GRANDE TAILLE POUR SOLS ET MATERIAUX GROSSIERS

LARGE SIZE DYNAMIC TRIAXIAL SET UP FOR COARSE-GRAINED SOILS AND MATERIALS

Jean CANOU[1], Jean-Claude DUPLA[1], Bassel SEIF EL DINE[1], Anh Quan DINH[1], Khaldoun KARRAZ[1,2], Guy BONNET[2],
1 Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Université Paris-Est, Laboratoire Navier, CERMES, Champs-sur-Marne
2 Université Paris-Est, Laboratoire de Mécanique, Champs-sur-Marne

RÉSUMÉ – On présente dans cette communication un dispositif triaxial dynamique permettant de tester les sols grossiers, les graves et les matériaux granulaires tels que ballasts et micro- ballasts sous sollicitations monotones et cycliques. Après avoir présenté les caractéristiques principales du dispositif, on décrit succinctement deux types d'applications, l'une sur l'étude du comportement d'une grave sous cisaillement monotone, l'autre sur l'étude du comportement d'un microballast sous sollicitations cycliques

ABSTRACT – This communication presents a dynamic triaxial set-up allowing to test coarse-grained soils, gravels and granular materials like ballast and micro ballast. After presenting the main features of the experimental set-up, two specific applications are described, one devoted to the study of a matrix-type coarse-grained soil under monotonic shear, the other one focussing on the behaviour of micro ballast under cyclic loading.

1. Introduction

La caractérisation mécanique des sols présentant des éléments de grande taille (sols grossiers, graves, etc.) et de matériaux granulaires spécifiques divers tels que le ballast ferroviaire, nécessite des dispositifs d'essai de taille suffisante pour tester des éprouvettes représentatives de ces matériaux. Ce type de dispositif, tels que les boîtes de cisaillement direct ou les appareils triaxiaux, n'est pas très fréquent, bien que le besoin existe en vue de progresser sur la connaissance du comportement mécanique de ces matériaux. Dans ce contexte, on présente un dispositif triaxial dynamique pour éprouvettes de 300 mm de diamètre et 600 mm de hauteur permettant de tester ce type de matériaux. Il s'agit d'un dispositif servo-hydraulique avec asservissement digital permettant de solliciter les éprouvettes dans les gammes monotone et cyclique. Le déviateur des contraintes et la pression de confinement sont pilotés par deux servovérins respectivement, permettant de réaliser différents types de trajets de chargement monotones et cycliques dans le plan des contraintes (q, p). Après avoir décrit le dispositif d'essai (principe de fonctionnement, pilotage, métrologie, etc.), on présente succinctement deux des applications réalisées jusqu'ici, l'une dans le domaine du comportement des graves et l'autre dans le domaine du ballast.

2. Présentation du dispositif d'essai

On présente successivement, dans cette partie, le principe de fonctionnement du dispositif ainsi qu'une description générale, le système d'application des sollicitations et d'acquisition de données ainsi que la métrologie spécifique utilisable, en particulier pour les mesures en petites déformations

2.1. Principe et description générale du dispositif d'essai

La figure 1 présente une coupe schématique du dispositif d'essai permettant d'en comprendre le principe de fonctionnement. Il s'agit d'une cellule triaxiale de grande taille permettant de reconstituer et de solliciter sous chargement monotone ou cyclique des éprouvettes de 300 mm de diamètre et 600 mm de hauteur. La cellule triaxiale est solidaire d'un support mobile en translation et rotation sur un chariot, lui-même solidaire d'une mini-dalle d'essai. La mini-dalle est équipée d'un bâti de chargement à quatre colonnes, équipé lui-même d'un servo-vérin. C'est celui-ci qui applique les chargements déviatoriques aux éprouvettes après solidarisation à la cellule triaxiale par l'intermédiaire du couvercle de celle-ci, incorporé au servovérin et coulissant autour de celui-ci.

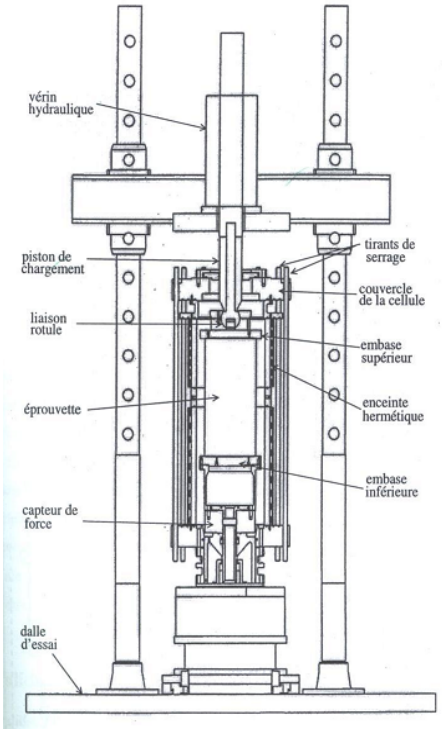


Figure 1. Schéma du dispositif d'essai

La figure 2 présente une vue d'ensemble du dispositif d'essai lors de la fabrication d'une éprouvette. La fabrication de l'éprouvette se fait à l'extérieur du bâti de chargement. On met en place, lors de cette phase, l'enceinte de confinement formée de deux tubes en plexiglas renforcé superposés. On déplace ensuite le chariot supportant la cellule sous le bâti de chargement et l'on vient ajuster le couvercle de la cellule coulissant autour du servovérin et l'on ferme celle-ci grâce aux tirants de serrage que l'on bloque.

Figure 2. Vue d'ensemble du dispositif d'essai.

2.2. Application des sollicitations

L'application de l'effort déviatorique se fait grâce au servovérin hydraulique installé sur le bâti de chargement. Celui-ci a une capacité de ±500 kN et est pilotable grâce à un système digital Flextest (système MTS). Il permet d'appliquer des sollicitations monotones et cycliques à déplacement ou force contrôlée, selon un programme de chargement prédéfini. Dans la gamme cyclique, le servovérin permet d'atteindre des fréquences de 30 à 40 Hz, fonction de l'amplitude demandée en déplacement. De grands nombres de cycles peuvent être appliqués, allant jusqu'à plusieurs millions, permettant d'aborder la problématique de la fatigue. L'effort déviatorique est mesuré à l'aide d'un capteur d'effort de capacité ±500 kN, situé à l'intérieur de la cellule, à la base de l'éprouvette, permettant de s'affranchir de tout frottement parasite. Le servovérin est équipé d'un capteur de déplacement incorporé, du type LVDT, permettant la mesure des déplacements du piston.

Le pression de confinement peut être appliquée de deux manières. Pour les essais classiques, dans lesquels la pression de confinement (pression de cellule) est maintenue constante, avec des vitesses de sollicitation suffisamment faibles, on peut utiliser un simple détendeur manuel et une interface air-eau. Pour les essais nécessitant un asservissement de la pression de confinement et, en particulier, les essais asservis dans le plan des contraintes (q, p), nécessitant d'asservir de manière couplée la force déviatorique et la pression de confinement, on utilise un dé-intensifieur de pression dynamique qui est, en quelque sorte, un contrôleur pression-volume dynamique, permettant d'asservir une pression d'eau dans le domaine dynamique et de piloter la pression de cellule. Le dispositif est, en fait, basé sur l'utilisation d'un servovérin qui, au lieu de piloter une force, comme le servovérin axial, pilote la pression d'eau dans un réservoir en communication avec l'eau de confinement de la cellule. La pression d'eau est mesurée au niveau de la cellule triaxiale grâce à un capteur de pression sur lequel boucle l'asservissement.

Le système de pilotage digital permet d'asservir de manière couplée l'effort déviatorique et la pression de confinement, de manière à réaliser différents trajets de chargement, monotones et cycliques dans le plan des contraintes (q, p).

2.3. Instrumentation spécifique

En fonction des applications visées, une instrumentation spécifique peut venir compléter la métrologie de base (capteurs de pression interstitielle, capteurs de pression totale, capteurs de déplacement, de déformations, accéléromètres, etc.). On présente ci-dessous un dispositif de mesure locale destiné à évaluer avec précision les déformations des éprouvettes dans le domaine des petites déformations. Ce dispositif a été utilisé pour les applications que l'on présentera plus bas sur les graves et sur le microballast.

Ce dispositif, appelé LTD, a été développé au Japon par Tatsuoka et son équipe et permet d'évaluer les déformations longitudinales et transversales de l'éprouvette de sol. Il est particulièrement intéressant pour les éprouvettes de grandes dimensions, sur lesquelles sa mise en place est relativement aisée, par rapport aux éprouvettes de petite dimension pour lesquelles la mise en oeuvre de tels capteurs est plus délicate. Le principe utilisé pour mesurer le déplacement relatif entre deux points est la mesure de la déformation d'une lame fléchie, instrumentée avec des jauges de déformation. Cette déformation est reliée au déplacement relatif des extrémités de la lame. Il existe deux types de dispositifs, l'un pour les déformations longitudinales de l'éprouvette et l'autre pour les déformations transversales.

Pour les déformations longitudinales, la lame fléchie a une longueur de 50 cm et elle est fléchie entre deux points situés à proximité des extrémités de l'éprouvette, grâce à des butées placées sur la membrane contenant l'éprouvette (figure 3).

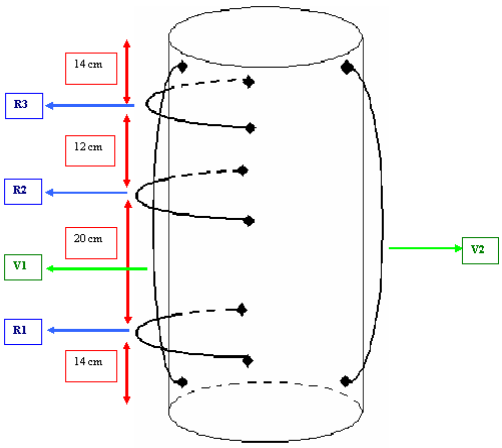


Figure 3. Schéma de principe du dispositif de mesure locale

Ceci constitue l'état initial du dispositif, à partir duquel les déplacements relatifs des extrémités de la lame vont induire des déformations additionnelles de la lame qui, moyennant étalonnage, permettent de remonter aux déplacements. Le dispositif permet de mesurer des déplacements de l'ordre du micromètre et d'accéder à des déformations de l'ordre de la microdéformation (10^{-6}).

Pour les déformations transversales, on positionne un arceau semi-circulaire rigide autour de l'éprouvette, une des extrémités de l'arceau étant équipée avec une petite lame fléchie, l'autre extrémité étant positionnée contre l'éprouvette (figure 4).

Le même principe de mesure que pour les lames longitudinales est alors utilisé : les variations de diamètre de l'éprouvette se traduisent par une déformation de flexion de la lame, mesurée par les jauges de déformations, et transcrite en terme de déplacement relatif (variation de diamètre). On utilise généralement trois dispositifs pour les mesures de variations de diamètre, l'un situé au centre de l'éprouvette, les deux autres situés chacun à une distance d'un quart de la longueur de l'éprouvette par rapport aux embases.

Figure 4. Vue du dispositif de mesure locale en place sur une éprouvette

3. Application aux sols grossiers et aux graves

Le dispositif triaxial a été utilisé pour étudier le comportement mécanique de sols grossiers à matrice de référence sous cisaillement monotone (Pedro, 2004 ; Dupla et al., 2008, Seif El Dine, 2007) ainsi que le comportement de graves spécifiques (Dupla et al., 2007). Dans le cadre des thèses de Pedro et de Seif El Dine, on a, en particulier, pu proposer une méthode d'évaluation des caractéristiques mécaniques de sols grossiers dans lesquels on peut distinguer une partie « matrice », d'une classe d'inclusions de taille bien différenciée, ceci sur un principe analogue aux méthodes d'homogénéisation.

Une autre application a consisté à déterminer des caractéristiques mécaniques d'une grave silico-calcaire spécifique, destinée à être utilisée comme matelas de répartition sur un site expérimental consacré à l'étude du comportement des systèmes d'inclusions rigides (Projet National ASIRI : Amélioration des Sols par Inclusions RIgides). La courbe granulométrique de la grave est présentée sur la figure 5. On a dû, en particulier, déterminer, pour différents niveaux de déformation axiale, les modules en petites déformations de cette grave, très hétérogène au sens des matériaux constitutifs des éléments (blocs de silex, éléments crayeux, etc.). On a pour cela utilisé les systèmes à lames fléchies (LDT) présentés plus haut, qui ont permis d'obtenir des modules à très petite déformation. La figure 6 présente les valeurs de module d'Young obtenues en petites déformations (comparaison entre mesures locales et globales) à différents niveaux de cisaillement de l'éprouvette (0,15, 0,35 et 0,85 % en mesure globale). Cette augmentation rend compte de la densification du sol en phase contractante.

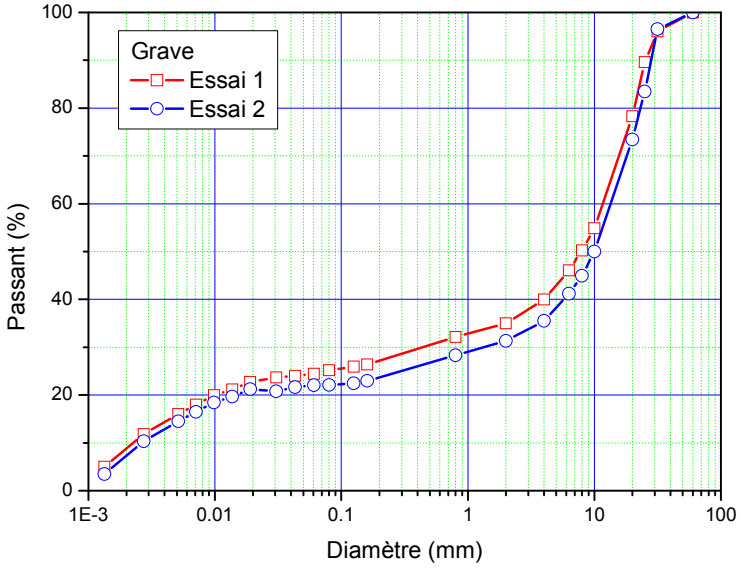


Figure 5. Courbe granulométrique de la grave

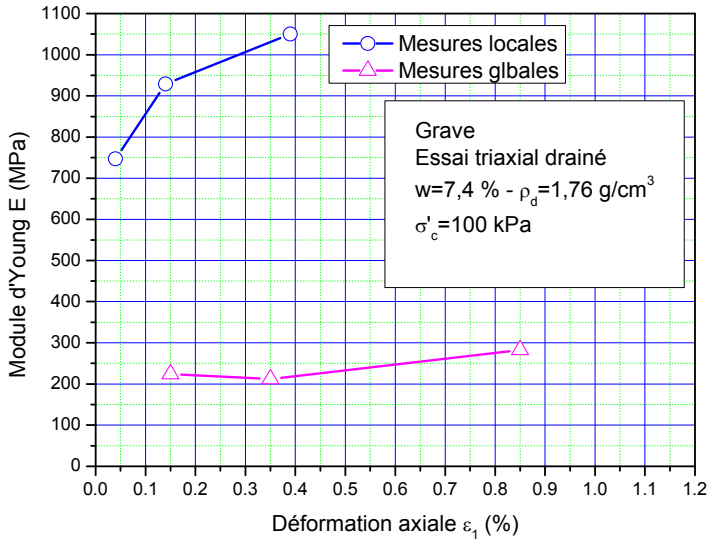


Figure 6. Comparaison des valeurs du module d'Young obtenus à partir des mesures locales et globales

4. Application au ballast

L'étude du comportement mécanique du ballast sous sollicitations cycliques constitue une problématique importante en regard du domaine ferroviaire dans lequel ce matériau granulaire spécifique joue un rôle primordial dans le comportement global de la voie ferrée. Avec le développement des trains à grande vitesse, en particulier, de nouveaux problèmes, d'origine dynamique, apparaissent, liés à l'augmentation de la vitesse des trains. Le dispositif triaxial dynamique permet d'aborder ces problématiques, en permettant, d'une part, de solliciter ces matériaux

dans une gamme de fréquences représentative des gammes visées et d'autre part d'appliquer de très grands nombres de cycles représentatifs des gammes visées (plusieurs centaines de milliers, voire millions de cycles).

Dans ce cadre, des travaux ont été développés dans le cadre de la thèse de Karraz, actuellement en cours, visant à étudier le comportement mécanique d'un microballast sous cisaillement monotone et cyclique. Le microballast est un ballast à échelle réduite (échelle 1/3). On utilise du microballast pour minimiser les effets d'échelle résultant de l'utilisation de ballast réel. Le microballast possède les mêmes caractéristiques granulaires que le ballast réel (matériau constitutif, forme, angularité, état de surface, etc.) et son comportement au sens du milieu continu est le même que celui que l'on observerait sur du ballast à l'échelle 1 avec un dispositif d'essai trois fois plus gros (diamètre d'éprouvette de 900 mm). Les travaux réalisés ont eu pour objectif d'étudier l'influence de paramètres significatifs tels que, entre autres, l'amplitude et la fréquence de la sollicitation, ainsi que le nombre de cycles appliqués, sur les comportements observés.

La figure 7 présente, par exemple, les résultats d'un essai mené à grand nombre de cycles (3500000 cycles réalisés) pour une contrainte de confinement isotrope σ'_c de 50 kPa et un taux de chargement cyclique constant TCC de 0,40 (TCC= q_{cyc} /2σ'_c). La figure permet de mettre en évidence l'accumulation progressive des déformations axiales au cours des cycles, avec un taux initialement fort qui se stabilise sur une valeur pratiquement constante. Il est intéressant d'observer que la déformation résiduelle continue à évoluer même après un très grand nombre de cycles, sans stabilisation.

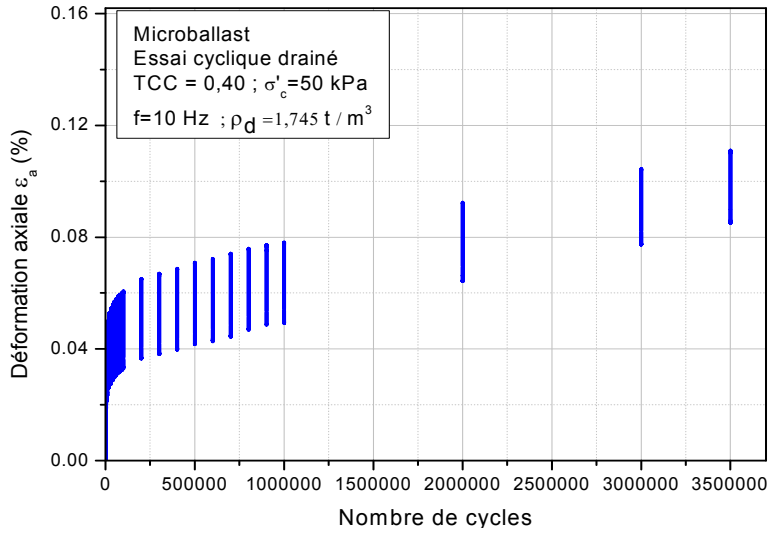


Figure 7. Evolution de la déformation axiale en fonction du nombre de cycles

On peut représenter des cycles particuliers extraits de l'histoire du chargement. Par exemple, la figure 8 présente deux cycles spécifiques, dans le plan (q, ε_a), le cycle n°10000 et le cycle n°3500000. A partir de l'analyse de ces cycles, on peut, par exemple, mettre en évidence l'évolution de la rigidité et du caractère dissipatif du matériau au cours du chargement.

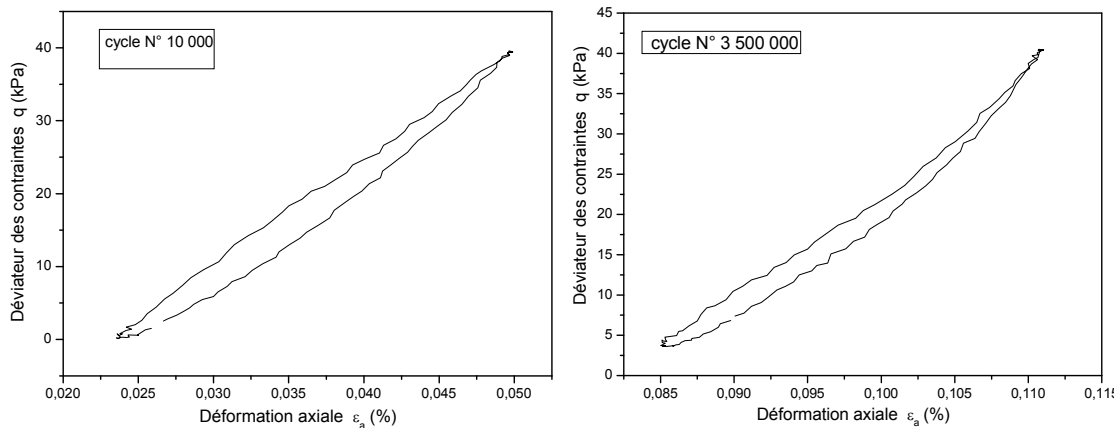


Figure 8. Exemples de courbe (q,ε_a) pour deux cycles particuliers (100000 et 3500000)

5. Conclusions

On a présenté dans cette communication un nouveau dispositif d'essai triaxial asservi pour éprouvettes de 300 mm de diamètre et 600 mm de hauteur, permettant d'étudier le comportement mécanique des sols grossiers et des graves ainsi que de matériaux macro-granulaires divers tels que le ballast. Les performances des servovérins utilisés pour l'application des sollicitations (confinement et déviateur) permettent d'aborder, en particulier, les problèmes dynamiques et les problèmes à grands nombres de cycles (fatigue) qui constituent des problématiques importantes actuellement en regard, entre autres, de la problématique ferroviaire, des problèmes de vibrations et de la problématique sismique. On a, finalement, présenté de manière succincte deux applications typiques du dispositif, à une grave et à un microballast, permettant de donner un aperçu des applications possibles du dispositif.

6. Remerciements

Les auteurs tiennent à remercier la région Ile-de-France pour sa participation au financement du dispositif d'essai (opération Sésame) ainsi que le Projet National ASIRI, pour sa participation au financement des travaux consacrés à la caractérisation de la grave silico-calcaire du site expérimental de St-Ouen-l'Aumône.

7. Références bibliographiques

Dupla J.-C., Canou J., Dinh A.-Q. 2007. Caractérisation de la grave utilisée sur le site de St-Ouen-l'Aumône – Rapport de recherche, Projet national ASIRI, tranche 1.

Dupla J.-C., Pedro L.S., Canou J., Dormieux L. (2008). Comportement mécanique de sols grossiers de référence. Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées, sous presse.

Pedro L.S. (2004). De l'étude du comportement mécanique de sols hétérogènes modèles à son application au cas des sols naturels. Thèse de doctorat de l'ENPC.

Seif El Dine B. (2007). Etude du comportement mécanique de sols grossiers à matrice. Thèse de doctorat de l'ENPC.

UN APERCU DE L'UTILISATION DU T-BAR MINIATURE EN CENTRIFUGEUSE

AN OVERVIEW OF THE CENTRIFUGE T-BAR

Christophe GAUDIN,[(1)], Luc THOREL[(2)], Gérard RAULT[(2)], Jacques GARNIER[(2)], Nawel CHENAF[(2)]

[(1)] *University of Western Australia,* Perth, Australie
[(2)] *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées,* Nantes, France

RÉSUMÉ – Le T-Bar, utilisé dans les argiles molles, se différencie du pénétromètre par la présence d'un cylindre horizontal à la place du cône. Lors de la pénétration, le cylindre voit l'argile « s'écouler » autour de lui. Ainsi, l'effort mesuré est directement proportionnel à la cohésion non drainée. Après avoir présenté les principes et les concepts théoriques, des exemples d'utilisation en centrifugeuse et des évolutions récentes sont évoquées.

ABSTRACT – The T-bar penetrometer is an alternative "full flow" penetrometer which, unlike the cone penetrometer, allows for a direct measurement of the undrained shear strength in soft material. The paper presents theoretical principals along with some examples of application in centrifuge and recent evolutions.

Mots-clefs : Essai in situ, cohésion non drainée, modèles réduits, caractérisation des sols

1. Introduction

L'identification in situ de C_u, la cohésion non drainée d'un sol argileux, s'appuie classiquement sur le scissomètre qui fournit un profil discret ou, afin d'obtenir un profil continu, sur des corrélations avec des mesures déduites d'essais de pénétration, tel que le pénétromètre statique (« Cone Penetration Test » ou CPT). Cette démarche est également utilisée sur les modèles réduits centrifugés, où la connaissance des propriétés mécaniques est essentielle pour la validation de la modélisation physique (Garnier 2001, 2002).

Le T-Bar, qui se différencie du CPT par la présence d'un cylindre horizontal à la place du cône (Figure 1), complète la panoplie des outils de reconnaissance. Sa conception fait suite au besoin de déterminer C_u dans des argiles marines molles de résistance trop faible, pour être mesurées précisément au CPT classique. En comparaison, le T-bar présente les avantages suivants :

1. Il permet une mesure plus précise de la résistance à la pénétration, notamment parce que la pression hydrostatique et la pression exercée par le sol s'appliquent sur la partie inférieure et supérieure du barreau horizontal,
2. Le mécanisme de rupture développé lors de la pénétration (essentiellement un mécanisme en déformation plane) est clairement défini (voir ci-dessous),
3. La résistance à la pénétration ne dépend pas de paramètres secondaires du sol tels que l'indice de rigidité ou le coefficient des terres au repos (Watson et al., 1998).

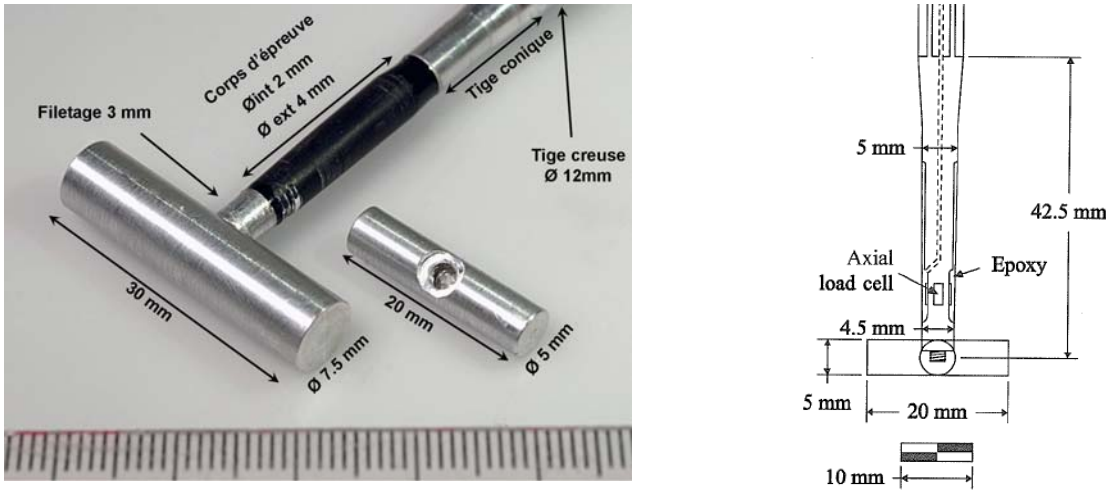


Figure 1. T-Bars du LCPC (à gauche), schéma UWA (à droite, House et al., 2001)

Depuis ses débuts à l'Université de Western Australia (UWA) à Perth (Stewart et Randolph, 1991, 1994), le T-bar a fait l'objet de développements théoriques et expérimentaux qui en font désormais un outil de caractérisation souple et fiable, utilisé in situ (Boylan et al., 2007) et en centrifugeuse (Gaudin et al., 2006) pour des argiles molles, essentiellement d'origine marine. L'article présente un résumé des développent essentiels ainsi que certains aspects de l'utilisation du T-bar en centrifugeuse.

2. Principes théoriques

La détermination de la cohésion non drainée C_u d'une argile au CPT, qui dépend de q_c la résistance à la pénétration, de σ_v la contrainte totale en place, de u_0 la pression hydrostatique, de α un facteur de surface dépendant de la géométrie du cône et de la cellule de mesure et de B_q le rapport de la surpression interstitielle sur la capacité portante. Elle nécessite l'introduction d'un facteur de pénétration N_{kt}:

$$C_u = q_{net} / N_{kt} \tag{1}$$

avec

$$q_{net} = \frac{q_c - \left(\sigma_v^{`} + u_0\alpha\right)}{1-(1-\alpha)B_q} \tag{2}$$

N_{kt} dépend de l'indice de rigidité G/C_u et du ratio de contrainte $\Delta=(\sigma_{v0}-\sigma_{h0})/2C_u$ (Teh et Houlsby, 1991). Cette dépendance à certains paramètres secondaires, ainsi que la variabilité naturelle des sols conduisent à des valeurs de N_{kt} pouvant varier dans un ratio de 1 a 2,5 (de 8 à 20) (Lunne et al., 2001, à partir d'essais en mer du Nord). La mesure de C_u d'une argile molle marine au CPT, non seulement nécessite la détermination de paramètres empiriques, mais peut également conduire à une imprécision si la contrainte en place n'est pas connue avec exactitude.

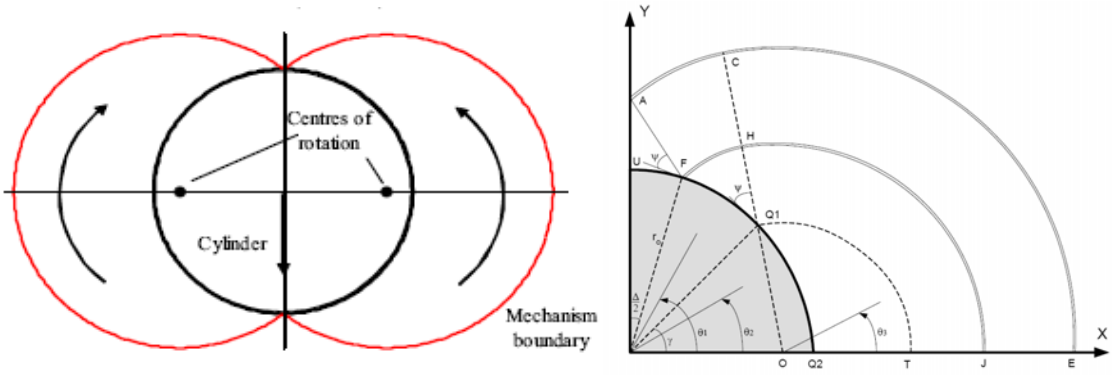
Afin de contourner ces difficultés et de pouvoir mesurer C_u directement (sans correction), les pénétromètres à « écoulement », dont le T-bar, ont été introduits ces dernières années. Ainsi nommés, ces pénétromètres permettent un écoulement plastique du sol autour de l'objet pénétré. Trois types ont ainsi vu le jour ; le T-bar, le « ball penetrometer » et le « plate penetrometer ». Le premier étant de loin le plus répandu, les deux derniers ne sont pas traités dans cet article.

A l'instar du CPT, la détermination de C_u au T-bar nécessite l'usage d'un facteur de pénétration, $N_{T\text{-}bar}$. A la différence du CPT, le principe d'écoulement autour de l'objet implique que des solutions, basées sur la théorie de la plasticité pour des cylindres pénétrant un sol parfaitement plastique (Randolph et Houlsby, 1984) peuvent être établies. Elles conduisent à une directe proportionnalité entre q_T et C_u :

$$C_u = q_T / N_{T-bar} \tag{3}$$

Les solutions théoriques pour $N_{T\text{-}bar}$, sont établies sur la base de mécanismes de ruine cinématiquement admissibles, générés par la pénétration du T-bar, considérés dans le cadre de la méthode cinématique de l'analyse limite. Martin (2001) a démontré qu'un simple mécanisme comprenant une surface de cisaillement circulaire à l'intérieur de laquelle un bloc rigide de sol tourne autour de la barre (Figure 2a) produisait une solution proche des observations expérimentales. Des mécanismes plus développés ont ensuite été introduit, notamment par Einav et Randolph (2003) où deux surfaces de cisaillement (lignes doubles) se développent aux extrémités d'un cône rigide et immobile situé à l'avant et à l'arrière de la barre (Figure 2b).

Ces nouveaux mécanismes de rupture sont notamment développés à partir d'observations expérimentales en centrifugeuse utilisant des techniques de visualisation des déformations du sol à travers une paroi transparente ainsi qu'à partir de modélisations numériques en grandes déformations (Zhou et al., 2008).



(a) Martin (2001) *(b) Einav et Randolph (2003)_*

Figure 2. Mécanismes de rupture autour du T-bar (sol parfaitement plastique)

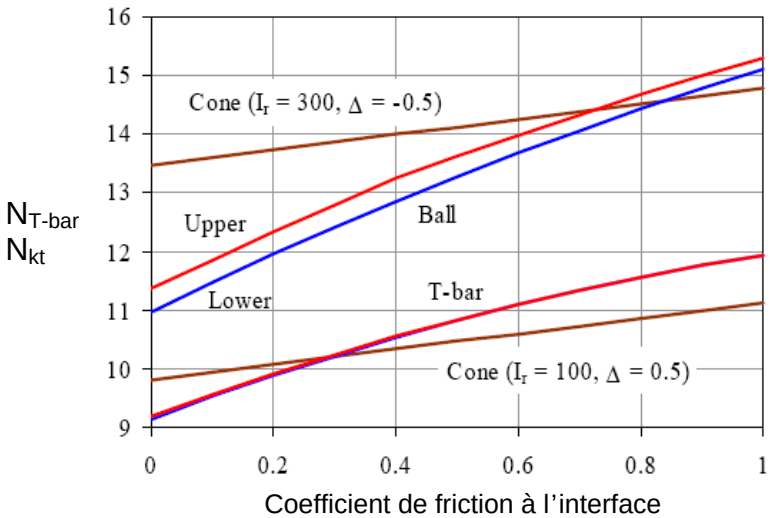


Figure 3. Facteurs de pénétration théoriques N_{KT} et $N_{T\text{-}bar}$ (Randolph et al., 2005)

Les solutions obtenues par approche statique (Randolph et Houlsby, 1984) et celles obtenues par approche cinématique (Martin, 2001) dépendent du coefficient de friction à l'interface pénétromètre-sol (Figure 3). Elles sont comparées avec les facteurs de pénétration théoriques obtenus pour le « ball penetrometer » et celles obtenues pour un CPT pour deux indices de rigidité différents. Les deux solutions pour le T-bar sont exactes et indépendantes de l'indice de rigidité. Pour une rugosité d'interface, il existe donc une valeur unique de $N_{T\text{-}bar}$ théorique, ce qui représente un avantage majeur comparé au CPT. Pour un coefficient de friction à l'interface de 0,45 (correspondant à une interface métal nu / argile), la valeur typique de $N_{T\text{-}bar}$ est de 10,5.

Les premiers essais, conduits en centrifugeuse à UWA, ainsi que sur quatre sites argileux différents, en mer et sur terre, en Norvège, Australie (x2) et Afrique de l'ouest supportent les valeurs théoriques présentées Figure 3 avec des facteurs de pénétration[1] variant entre 10 et 12 (Randolph, 2004).

De nouveaux développements théoriques, impliquant notamment l'application de la méthode des chemins de déformation à l'approche cinématique (upper bound strain path method, UBSPM) ont permis de raffiner les mécanismes de rupture générés par la pénétration du T-bar et permettent de mieux prendre en compte les effets de vitesse de déformation et de dégradation de s_u le long des plans de cisaillement (Einav et Randolph, 2003). Cependant, le facteur $N_{T\text{-}bar}$ s'avère peu affecté et une valeur de 10.5 reste optimale pour des applications en centrifugeuse ou in-situ.

3. Géométrie

Le T-Bar est constitué d'un cylindre horizontal (barreau) placé à l'extrémité d'une tige creuse (Figure 1). Les solutions théoriques considèrent une barre infiniment longue, permettant une analyse en déformations planes. Des études expérimentales et théoriques sur la géométrie du T-bar (Yafrate et al., 2007) ont permis de montrer qu'un élancement égal à 4 (ratio de la longueur de la barre par son diamètre) était suffisant pour garantir des conditions de déformations planes. Dans la pratique, les T-bar utilisés in-situ ont un élancement pouvant aller jusqu'a 6,25 (250 mm de longueur, Ø=40 mm) pour le T-bar utilisé par Fugro (Borel et al., 2005). En centrifugeuse, les contraintes géométriques étant draconiennes, un élancement de 4 est adopté sur le T-bar (20*5 mm à UWA, 30x7,5 mm au LCPC).

Le diamètre de la tige doit également être minimisé de façon à limiter son interaction avec l'écoulement du sol autour du barreau. Il a été démontré qu'au delà d'un rapport égal à 10 entre la surface projetée du barreau et la section de la tige, la tige n'avait plus d'influence sur q_T.

Le mini T-bar du LCPC, fabriqué par UWA, a un corps d'épreuve en aluminium. Il est équipé de jauges montées en pont complet (EA 13030 TU 120Ω), le tout est noyé dans une résine époxy autorisant l'immersion de l'appareillage. La tige creuse assure le passage du câble jusqu'au connecteur en surface. Deux barreaux de dimensions différentes peuvent être montés selon la résistance de l'argile (une plus grande surface générant un plus grand effort de pénétration). Le dispositif d'essai permet de mesurer des efforts de 375N en traction ou compression. Il peut être monté sur les moyens de fonçage existant. L'enfoncement (jusqu'à 400mm) est suivi par un potentiomètre rotatif.

[1] La détermination du facteur de pénétration est faite à partir de mesure de cohésion non drainée obtenues par essais de cisaillement direct. Il est généralement admis que cette valeur représente une moyenne des valeurs de cohésion obtenues à partir d'essais triaxiaux de compression et d'extension et d'essais de cisaillement simple.

4. Mode opératoire

Le mode opératoire consiste à introduire le T-bar dans l'échantillon de sol à vitesse constante et à mesurer la résistance à la pénétration et la profondeur de pénétration à intervalles réguliers. En centrifugeuse, le T-bar de 20x5 mm est monté sur un vérin électrique ou hydraulique et est foncé à une vitesse typique de 3 mm/s. La fréquence d'acquisition est de 10Hz, correspondant à un point de mesure tous les 0,3 mm. Le profil de C_u est alors déterminé (Figure 4) en utilisant l'équation (3). In-situ, la vitesse de pénétration standard est très voisine de 20 mm/s (Borel et al., 2005).

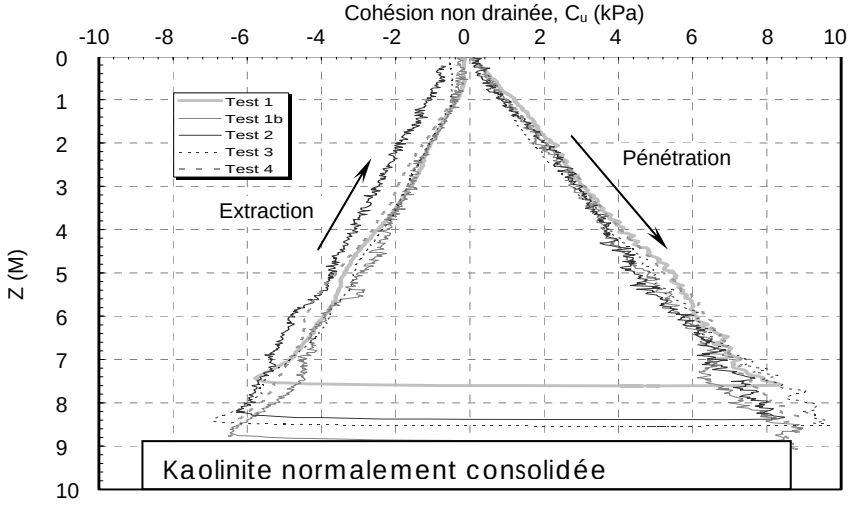


Figure 4. Profil de cohésion non drainée en centrifugeuse (Gaudin et al., 2005).

Il est parfois nécessaire, notamment pour les argiles surconsolidées présentant en surface $C_u \neq 0$, de corriger $N_{T\text{-}bar}$. Lors de la pénétration, le mécanisme de rupture présenté Figure 2 ne se développe qu'après une certaine profondeur qui dépend de l'état de surconsolidation de l'argile. En surface, un mécanisme différent est généré, invalidant les solutions théoriques établies pour N_{Tbar}. White (2006) a proposé, à partir de développements théoriques sur la capacité portante des pipelines (auquel le T-bar peut être assimilé), la correction suivante :

$$C_u = \frac{q_c}{N_{T-bar,surface}\, D'/D} \quad \text{avec} \quad N_{T-bar,surface} = (4.5) + (10.5 - 4.5)\left(\frac{z_{base}}{4D}\right)^{0.7} \leq 10.5 \qquad (4)$$

Avec z_{base}, la profondeur de pénétration à la base du T-bar, D le diamètre du T-bar, et D' la largeur de la barre en contact avec le sol. Cette correction s'applique sur les quatre premiers diamètres de pénétration et est désormais pratiquée de manière systématique pour les essais en centrifugeuse. . Le même type de correction est appliqué par Fugro (Puech, 2008) dans les sols marins de grande profondeur pour dériver les profils de su applicables à l'évaluation de la pénétration des flowlines (très sensible à des variations de su dans la gamme 0.5 à 2 kPa).

5. Effet de la vitesse de pénétration

La vitesse de chargement d'une argile saturée est d'une importance capitale pour l'identification de ses propriétés. En particulier, les domaines de comportement drainé, non drainé et partiellement drainé doivent être identifiés vis à vis de v, la vitesse de pé-

nétration du T-Bar. Dans l'argile, la diminution de v à partir de conditions non drainées entraîne une diminution de q_T due à la moindre influence des effets de viscosité. Une réduction encore plus importante de v entraîne alors une augmentation de q_T, le comportement de l'argile devenant alors partiellement drainé. Pour de très faibles v, q_T peut atteindre un maximum correspondant à un comportement parfaitement drainé de l'argile. Ce comportement est illustré sur la Figure 5 qui présente la résistance à la pénétration adimensionnelle en fonction de la vitesse adimensionnelle V, définie par :

$$V = v.d/c_v \tag{5}$$

où d est le diamètre de la tige et c_v, le coefficient de consolidation. Introduite par Finnie et Randolph (1994) afin d'étudier les conditions de drainage autour d'une fondation « spudcan », V est un indicateur de l'état de drainage autour du T-bar lors de la pénétration. A partir d'essais effectués à différentes v (couvrant au moins quatre ordres de grandeur), House et al. (2001) ont défini une courbe enveloppe (Figure 5) d'équation :

$$q/q_{ref} = \left[1 + b/\left(1 + cV^d\right)\right] \tag{6}$$

avec q_{ref}, la résistance à la pénétration de référence (correspondant à la valeur de résistance à la pénétration minimale), b, c et d des paramètres de l'argile testée (des valeurs respectives de 2,77, 4,28 et 1,25 sont généralement admises pour la kaolinite, selon House et al., 2001). Au-delà d'une vitesse adimensionnelle de 30~100, le chargement peut être considéré comme non drainé. Cela conduit à utiliser, pour un T-bar 20x5 mm en centrifugeuse, v=3 mm/s. En deçà, les conditions deviennent partiellement drainée. Il est cependant nécessaire de limiter v afin de contenir les effets de viscosité qui accroissent de manière significative la résistance à la pénétration.

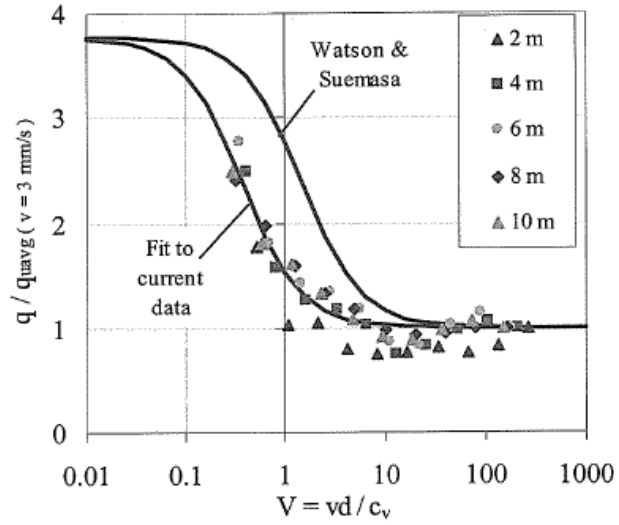


Figure 5. Exemple de courbe de consolidation issue d'essais T-bar effectués a différentes vitesse de pénétration (House et al., 2001)

Il est possible d'estimer c_v par analyse inverse en utilisant l'équation (6). La méthode (House et al., 2001, Randolph et Hope ; 2004) consiste à réduire v d'un facteur de 2 à 5 tous les deux diamètres pénétrés. A l'issue de l'essai il est souhaitable que le rapport entre la vitesse la plus élevée et la plus lente soit au moins de 10^3. Cette technique baptisée « Twitch tests » permet, à partir d'un seul essai, de tracer une courbe de consolidation identique à celle présentée Figure 5. c_v est alors déterminé en fonction de la vitesse V qui permet à l'équation (6) de prédire au mieux les résultats expérimentaux.

6. Evolutions récentes et futurs développements

Le T-bar s'avère être un outil simple, versatile et efficace pour la détermination de C_u des argiles molles. Son utilisation reste cependant limitée notamment à cause de la méconnaissance des principes fondamentaux et des modes opératoires. L'usage du T-bar devrait sans nul doute se développer dans un futur proche, à la fois en centrifugeuse (cinq centrifugeuse sont désormais équipées) et in-situ (le T-bar est utilisé couramment par Fugro (Puech, 2008) pour les investigations offshore).

Des effets complémentaires du comportement de l'argile sur la résistance de pénétration ont été aussi analysés. Einav et Randolph (2005) proposent une correction afin de prendre en compte les effets concomitants de l'augmentation de la résistance due à la viscosité et de la diminution de résistance due à la dégradation partielle de la cohésion.

La sensibilité de l'argile in-situ peut également être estimée à partir de chargements cycliques (Yafrate et Dejong, 2005), ce qui constitue un avantage décisif en comparaison des autres dispositifs de caractérisation.

De nombreux développements sont actuellement en cours, notamment à UWA afin de perfectionner ce type de pénétromètre. Parmi ceux-ci, on trouve le « piezo-ball », constitué d'une boule de Ø=12 mm équipée d'un capteur de pression interstitielle (Low et al., 2007). Les possibilités en terme d'étude des conditions de drainage des sols en place et de détermination des paramètres de consolidation sont également prometteuses.

Le second dispositif en développement est le DMS (White et Randolph, 2007). Il s'agit d'un dispositif manuel portable sur lequel peut-être installé soit un T-bar soit une boule et qui est destiné à être utilisé à bord des navires de reconnaissance des sols afin de réaliser des essais de caractérisation sur des échantillons de sols non remaniés (Box cores de 5x5x5 dm^3). Un ordinateur embarqué permet de mesurer la vitesse de pénétration et indique à l'opérateur par un signal sonore s'il pénètre la tige à la vitesse désirée ou non. L'ordinateur enregistre la de résistance à la pénétration qui peuvent être interprétées immédiatement après l'essai.

7. Références bibliographiques

Borel D., Puech A., Dendani H., Colliat J.L. (2005). Deepwater geotechnical site investigation practice in the Gulf of Guinea. Int. Symp. Frontiers in Offshore Geotechnics, Perth, 921-926.

Boylan N., Long M., Ward D., Barwise A., Georgious B. (2007). Full–flow penetrometer testing in Bothkennar clay. Proc. of the Off. Site Investigation and Geotechnics Conference, London, UK, 177-185.

Einav I., Randolph M.F. (2003). Theoritical analysis of T-bar resistance. Report GEO 03302. Centre for Offshore Foundation Systems. The University of Western Australia.

Einav I., Randolph M.F. (2005). Combining upper bound and strain path methods for evaluating penetration resistance. Int. J. of Num. Meth. in Eng., Vol. 63, No 14, pp. 1191-2016.

Finnie I.M.F, Randolph M.F. (1994). Punch-though and liquefaction induced failure os hallow foundations on calcareous sediments. Proc. of the Int. Conf. on Behaviour of Off. Structures, BOSS 94, Boston, 217-230.

Garnier J. (2001). Modèles physiques en géotechnique. I-Evolution des techniques expérimentales et des domaines d'application. Rev. Française de Géotechnique, 97, 3-29.

Garnier J. (2002). Modèles physiques en géotechnique : II-Validation de la méthode et exemples d'application, Rev. Française de Géotechnique, 98, 5-28.

Gaudin C., Vlahos G., Randolph M.F. (2005). Project Shenzhen to Tai Po pipeline. Centrifuge testing of marine drag anchor performance. The University of Western Australia, Centre for Offshore Foundation Systems, GEO 05342, 46 p.

Gaudin C., O'Loughlin C.D., Randolph M.F. (2006). New insights from model tests of foundation and anchoring systems in offshore geomechanics. Invited Keynote Lecture, Proc. of the Inter. Conf. on Physical Modelling in Geotechnics, ICPMG06, 4-6 Aug., Hong-Kong, Vol. 1, 47-62.

House A.R., Oliveira J.R., Randolph M.F. (2001). Evaluating the coefficient of consolidation using penetration tests. Int. J. Physical Modelling in Geotechnics 3, 17-26.

Low H.E., Randolph M.F., Kelleher P. (2007). Comparison of pore pressure generation and dissipation rates from cone and ball penetrometers. Proc. of the Off. Site Investigation and Geotechnics Conference, London, UK, 547-556.

Lunne T., Randolph M.F., Chung S.F., Andersen K.H., Sjursen M. (2005). Comparison of cone and T-bar factors in two onshore and one off-shore clay sediments. Int. Symp. Frontiers in Offshore Geotechnics, Perth, 981-989.

Martin C. M., (2001). Personal communication. University of Oxford.

Puech A. (2008). Personal communication. Fugro France.

Randolph M.F., Houlsby G.T. (1984). The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil. Géotechnique 34, n°4, 613-623.

Randolph M.F. (2004) Characterisation of soft sediments for offshore applications. Keynote lecture, proceedings of the 2nd Int. Conf. on Site Characterisation, Porto, Portugal, Vol. 1, 209-231.

Randolph M.F., Hope S. (2004). Effect of cone velocity on cone resistance and excess pore pressure. Proc. of Int. Sym. on Engineering Practice and Performance of Soft Deposit, Osaka, pp. 147-152.

Randolph M.F., Cassidy M.J., Gourvenec S. and Erbrich C.T. (2005). The challenges of offshore geotechnical engineering. Proc. 16th Int. Conf. of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, Japan, Balkema, Vol. 1, 123-176.

Stewart D.P., Randolph M.F. (1991). A new site investigation tool for the centrifuge. Centrifuge 91, Ko (ed.) 1991 Balkema, 531-538.

Stewart D.P., Randolph M.F. (1994). T-bar penetration testing in soft clay. J. Geotch Engng, vol.120, n°12, 2230-2235.

Teh C.I. et Houlsby G.T. (1991). A analytical study of the cone penetrometer in clay.
Géotechnique, Vol. 41, No 1, pp. 17-34.

Watson P.G., Suemasa N., Randolph M.F. (2000). Evaluating undrained shear strength using the vane shear apparatus" Proc 10th ISOPE, Seattle, 2, 485-493.

White D.J. (2006). Confidential report by Cambridge University Technical Services. Reference SC-CUTS-0601-R2

White D.J., Randolph M.F. (2007). Seabed characterisation and models for pipeline soil interaction. Proc 17th ISOPE, San Francisco, USA, 758-769.

Yafrate, N.J., DeJong, J.T. (2005) Considerations in evaluating the remoulded undrained shear strength from full flow penetrometer cycling, Int. Symp. Frontiers in Offshore Geotechnics, Perth, 991-997.

Yafrate D.J., DeJong J.T., DeGroot D.J. (2007) The influence of full flow penetrometer area ratio on penetration resistance and undrained and remoulded shear strength. Proc. Offs. Site Investigation & Geotechnics Conf., London, UK, 461-468.

Zhou H., Randolph M.F. and White D. (2008). Analysis of soil penetration by combing large deformation finite element methods and image analysis of centrifuge modelling. Proc. GeoCongress 2008: The Challenge of Sustainability in the Geoenvironment, New Orleans, Louisiana, USA. (A paraitre).

MESURE DE L 'ENDOMMAGEMENT DES ARGILITES PAR TOMOGRAPHIE SISMIQUE

CLAY DISTURBED ZONE MEASURE BY SEISMIC TOMOGRAPHY

Olivier GAY[1], Dominique ALLAGNAT[1], Olivier MAGNIN[2], Jacques MOREL[3]
1 EGIS Géotechnique, 38180 Seyssins, FRANCE
2 TERRASEIS, 38920 Crolles, FRANCE
3 ANDRA, 55290 Bure, FRANCE

RÉSUMÉ – Dans le cadre de la réalisation par l'ANDRA d'un laboratoire de recherche souterrain à 500 mètres de profondeur, des mesures géomécaniques et géophysiques ont été conduites afin d'appréhender les effets induits par le creusement. Cet article présente plus précisément la réalisation de 6 tomographies au niveau de l'intersection entre le puits d'accès et les galeries situées à la côte -490 m (à différents stades d'avancement du creusement) afin de caractériser l'évolution de l'EDZ (zone endommagée).

ABSTRACT – The construction by ANDRA of an underground research laboratory at a depth of 500 m included geomechanical and geophysical measurements to study the effects induced by the digging process. This publication presents the results of 6 tomographies that were carried out at the intersection of the main shaft and the galleries (situated at 490 m depth). The analyses were made at different stage of the digging process in order to characterise the evolution of the EDZ (Excavation Disturbed Zone).

1. Contexte du projet du laboratoire

Par le biais de la loi n°91-1381 du 30 décembre 1991, l'état a confié à l'Agence Nationale pour la gestion des Déchets Radioactifs (Andra), entre autres missions, la conduite de recherches relatives à la possibilité de stockage en formations géologiques profondes des déchets radioactifs de haute activité et à vie longue. Dans ce but, l'Andra a construit sur la commune de Bure un laboratoire de recherche souterrain, dans lequel ont été mises en œuvre des expérimentations à caractère scientifique et technologique. Les ouvrages souterrains de ce laboratoire comprennent :

- Un puits d'accès de 5 m de diamètre fini, et de 500 m de profondeur,
- Un puits auxiliaire de 4 m de diamètre fini, et de 500 m de profondeur, distant de 100 m du puits principal,
- Une niche horizontale d'expérimentations en T d'environ 17 m² de section et de 25 m de longueur utile, située au niveau 445 m à partir du puits d'accès,
- Un réseau de galeries accessible à partir du niveau -490 m constitué de galeries de liaison, d'une longueur d'environ 360 m, auxquelles s'ajoute une première galerie expérimentale, ainsi que d'autres galeries d'essais ou d'exploration, qui seront réalisées ultérieurement de 2008 à 2012.

Le schéma général du laboratoire et l'implantation des galeries est présenté ci-dessous :

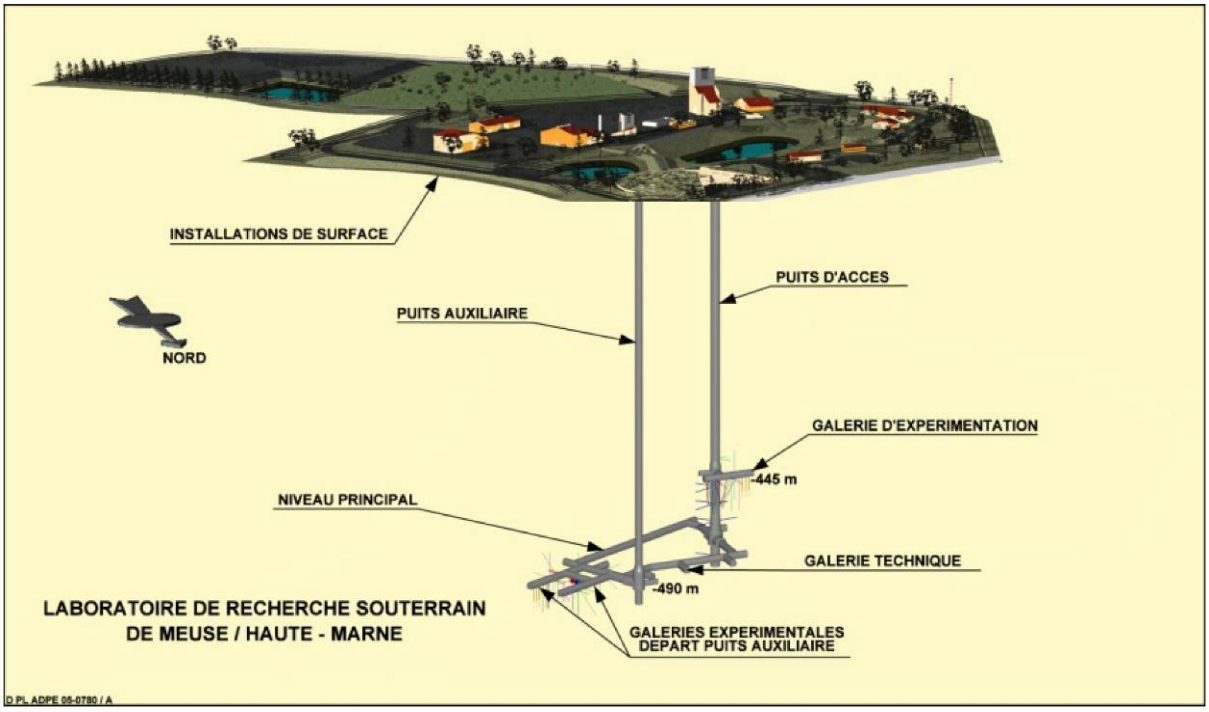


Figure 1 : Laboratoire de recherche Souterrain MHM.

Le programme multidisciplinaire (géologique, hydrogéologique, géochimique et géomécanique) engagé par l'Andra dans le laboratoire souterrain comporte un certain nombre d'expérimentations destinées à évaluer la constructibilité, la sûreté et la réversibilité d'un éventuel stockage de déchets radioactifs dans les argilites du Callovo-Oxfordien.

En particulier, l'étude de l'endommagement du massif autour des ouvrages souterrains, induit par leur excavation, est un point important. En effet, cet endommagement pourrait constituer un chemin privilégié de transfert pour les radionucléides vers la biosphère. Il est donc nécessaire de caractériser son extension et ses propriétés.

3. Contexte Géologique

La stratigraphie, depuis le haut vers le bas est globalement la suivante :

- Calcaires du Barrois, sur environ 20 à 25 m d'épaisseur,
- Marnes et calcaires du Kimméridgien sur 100 m d'épaisseur environ,
- Calcaires de l'Oxfordien sur 270 m à 300 m d'épaisseur environ,
- Argilites du Callovo-Oxfordien (formation hôte) sur 130 m environ,
- Calcaires du Dogger sur 240 m environ jusqu'à environ 800 m de profondeur.

4. Rappel sur les mesures géomécaniques

Les expérimentations et mesures géomécanique effectuées au cours du creusement du puits d'accès visaient deux objectifs principaux :

- Préciser la rhéologie des matériaux in situ.
- Évaluer l'impact du creusement d'un puits sur le terrain naturel au voisinage des parois, dans lesquelles se développe une « zone endommagée » appelée EDZ (Excavation Disturbed Zone).

Dans le cadre de la réalisation de ce laboratoire de recherche souterrain, les prestations scientifiques effectuées par Egis Géotechnique comprenaient, la réalisation de mesures de déformation (convergence en puits, extensomètrie en forages, mesures de perméabilité), de pression interstitielle en forages, et de déformations dans le revêtement en béton du puits.

En parallèle, différentes mesures géophysiques (PSV, sismique réfraction, étude de vibrations) ont été conduites.

Le chapitre suivant présente plus en détail les principaux résultats obtenus lors d'une série de 6 tomographies. Ces expérimentations géophysiques se situent au niveau de la seconde intersection entre le puits d'accès et les galeries (à – 490 m), comme l'illustre la figure 2 suivante.

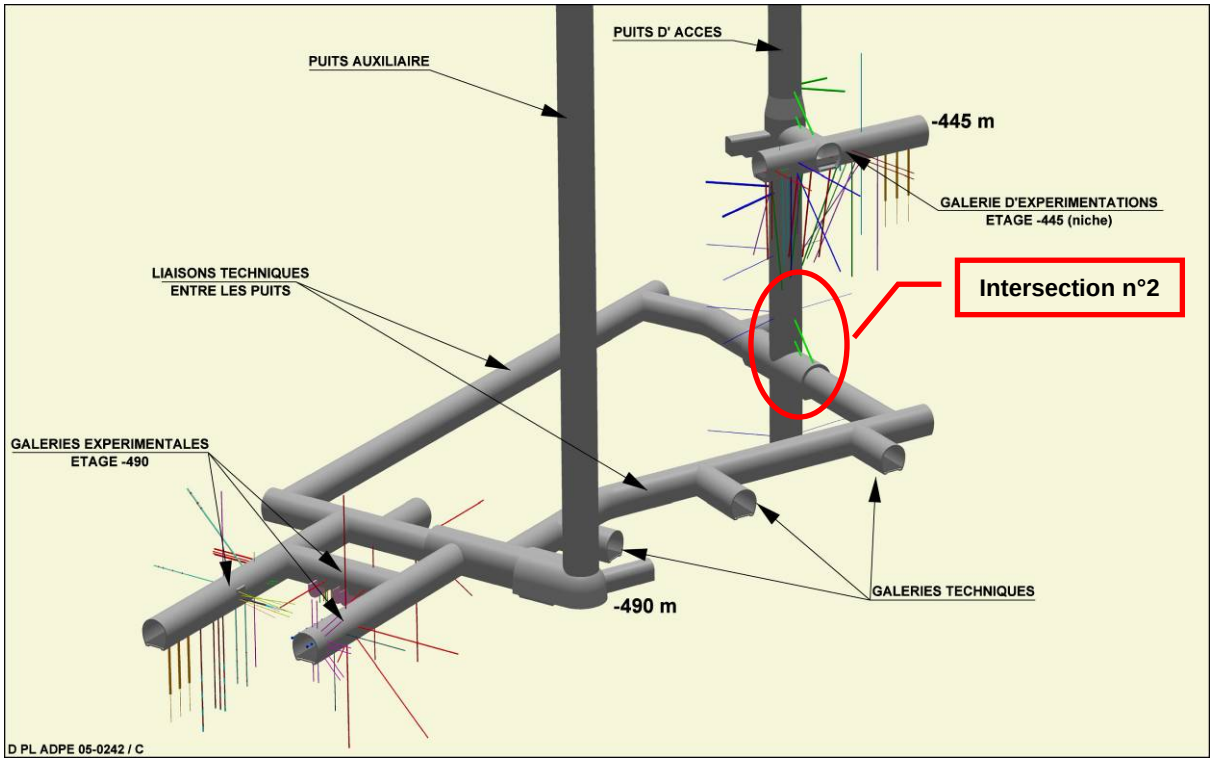


Figure 2 : Zoom sur la zone d'étude géophysique de l'intersection n°2.

4. Tomographie au niveau de l'intersection n°2

4.1. But de l'étude géophysique

Cette étude géophysique s'inscrit dans le cadre de la caractérisation de la zone endommagée à la paroi des ouvrages. L'objectif de cette auscultation sismique était de suivre l'évolution de la zone endommagée susceptible de se créer au niveau de l'intersection entre le puits d'accès principal et les galeries situées à la côte -490 m.

Six tomographies sismiques ont été effectuées à différents stades d'avancement du creusement du puits et des galeries, entre Août 2005 et Mai 2006.

4.2. Description de l'expérimentation

Deux forages (identifiés F6 et F7 sur la figure 3 suivante) distants verticalement d'environ 3 mètres et inclinés à 45° ont été réalisés. Le forage F6 de 8 mètres de longueur est équipé d'un train de 8 accéléromètres scellés à l'aide d'un coulis de ciment bentonitique adapté aux caractéristiques mécanique du massif.

Des accéléromètres ont également été installés en paroi afin de mieux cartographier la zone d'étude. Le forage F7 situé en dessous de F6, de 4 mètres de longueur, est tubé en PVC afin de pouvoir le maintenir en eau pour la réalisation des tirs effectués à l'aide d'inflammateurs.

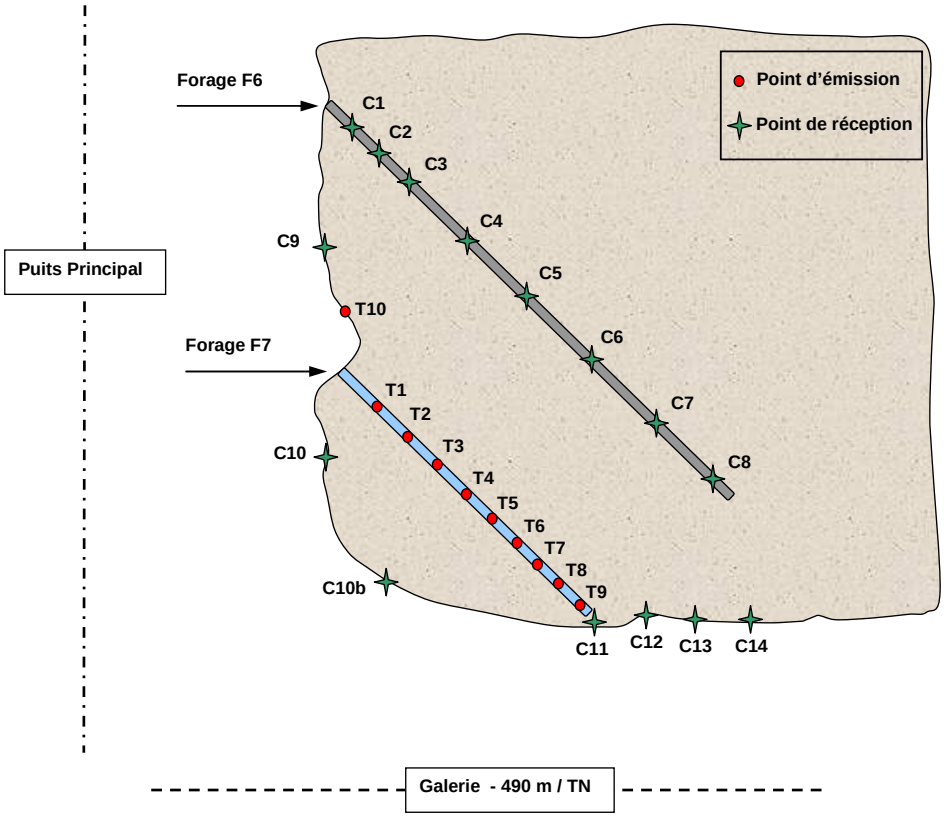


Figure 3 : Dispositif expérimental de l'intersection puits principal-galerie

4.3. Description du matériel

La chaîne d'acquisition est composée de capteurs accélérométriques, associés à un analyseur de transitoire à 32 voies différentielles synchrones à 1.2 MHz par voie.

La figure 4 présente le train d'accéléromètres développé par Egis Géotechnique avant sa mise en place dans F6 et son scellement au massif d'argilites par le coulis de ciment bentonitique.

La figure 5 illustre le schéma de principe de la chaine d'acquisition complète pour l'enregistrement des tomographies. Un boitier de commande de tir a également été spécialement conçu pour le déclenchement et l'enregistrement des différents tirs.

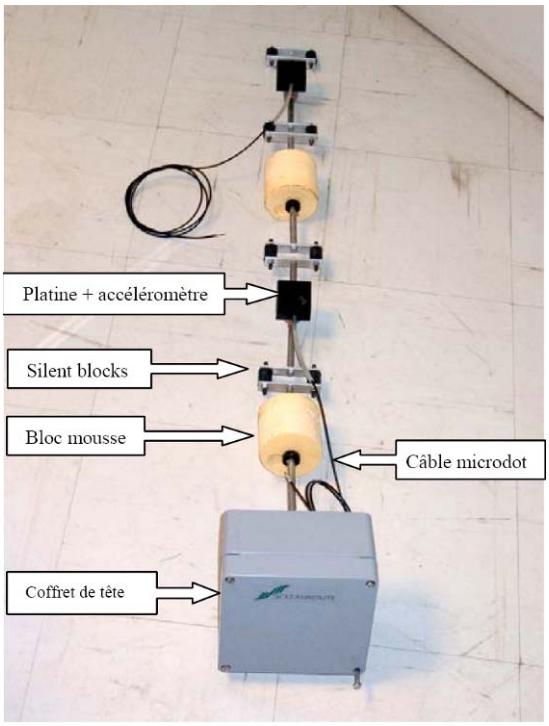


Figure 4 : Train d'accéléromètre et boitier de raccordement

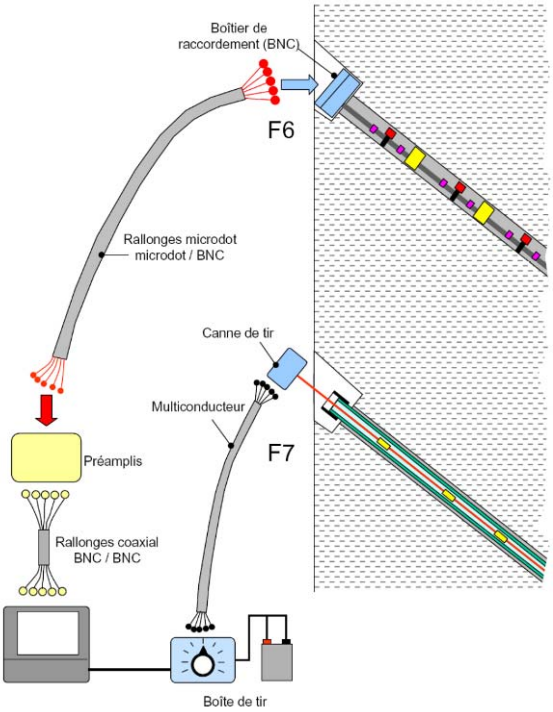


Figure 5 : Chaine d'acquisition pour la tomographie en intersection.

4.4. Analyse des résultats

Six tomographies ont donc été réalisées en fonction de l'avancement du creusement du puits principal d'accès et ensuite de la galerie de jonction permettant de rejoindre le puits auxiliaire.

Il a été concrètement observé que les enregistrements sismiques effectués étaient d'excellente qualité (figure 6), le spectre en fréquence étant particulièrement élevé pour les traces des accéléromètres scellés en forage (plusieurs kHz).

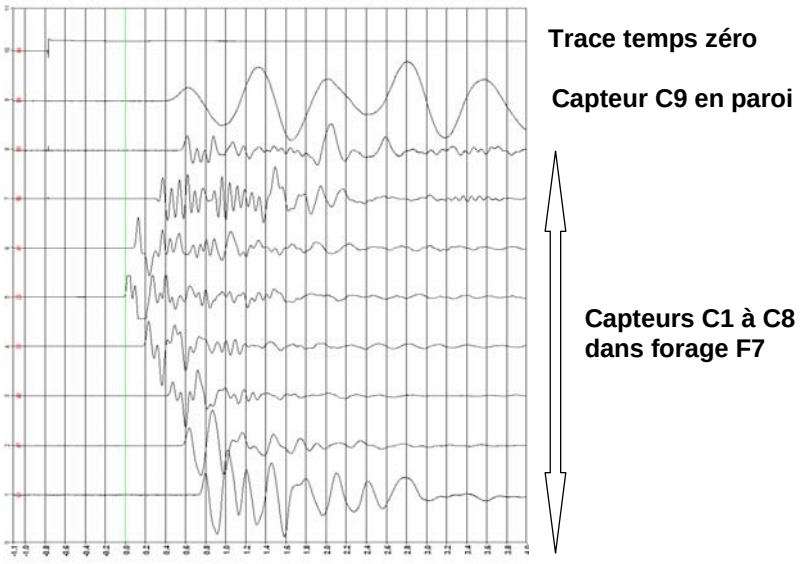


Figure 6 : Exemple d'enregistrement sismique

Le logiciel d'inversion utilisé est le logiciel RAI-2D développé par le LCPC. Cet outil met en œuvre une méthode géométrique itérative qui se caractérise par rapport aux méthodes matricielles, par des temps de calcul beaucoup plus rapides alliés à une très grande souplesse d'utilisation. Cela permet ainsi de multiplier les inversions et d'optimiser les résultats en choisissant au mieux les paramètres d'inversion et le modèle initial utilisé.

Les données d'entrée sont constituées par les temps de trajet mesurés pour l'ensemble des couples source-capteur ainsi que par les coordonnées géométriques de ces derniers. L'ensemble des vitesses aux nœuds d'une grille régulière constitue les inconnues.

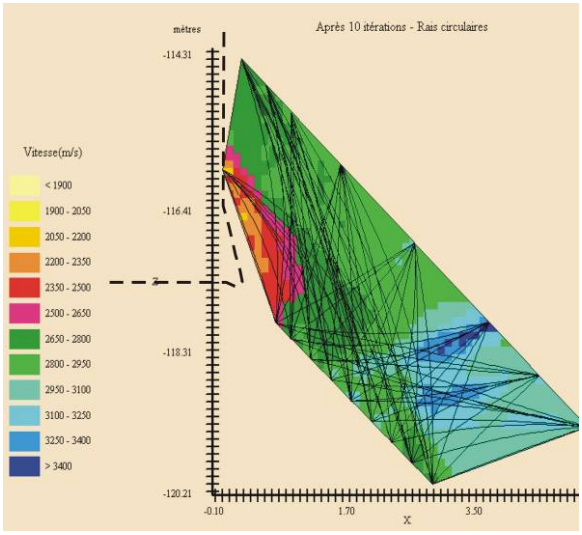
Un premier tracé des rais courbes est effectué dans un modèle a priori ou dans un modèle issu d'une simple rétroprojection des données brutes. L'ensemble des mesures simulées dans ce modèle, par comparaison aux données vraies, définit l'ensemble des résidus. La carte des vitesses est alors modifiée de manière à minimiser ces résidus.

La version utilisée tout en restant un programme d'inversion 2D, prend en compte la non appartenance à un même plan des sources et des récepteurs.

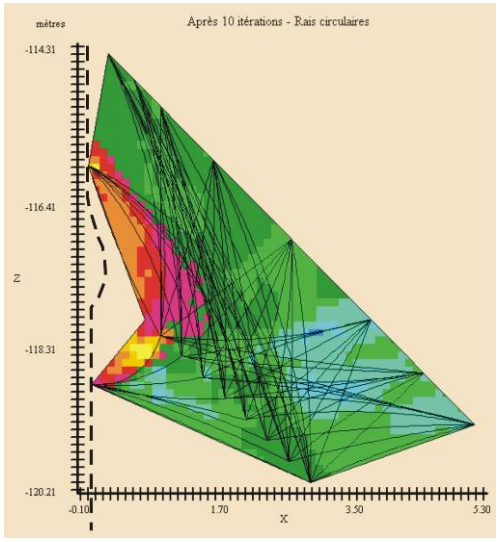
Elle autorise ainsi une mise à profit des relevés topographiques avec prise en compte des coordonnées X, Y et Z réelles des points d'émission et réception.

L'inversion des données a été effectuée à partir d'un modèle initial intégrant l'ensemble des informations complémentaires disponibles, à savoir les valeurs de vitesses obtenues par diagraphies micro-sismiques en forage réalisées par le « BGR » (Office fédéral Allemand pour les sciences de la Terre), et celles obtenues par les mesures sismique réfraction THR réalisées en paroi du puits central. La prise en compte des ces données complémentaires permet de contraindre l'inversion afin de la focaliser sur les zones inconnues.

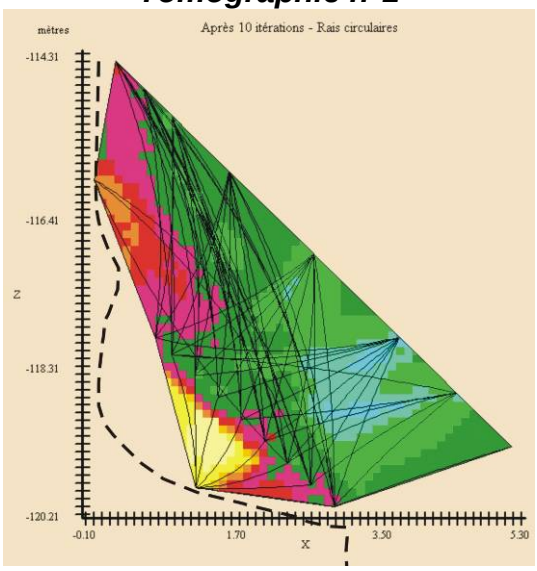
Le résultat est présenté sous la forme de cartes d'isovaleurs des vitesses sismiques obtenues dans le plan (ou panneau) dont les limites sont définies par la position des points de réception et d'émission. La matérialisation de l'avancée du creusement est représentée ci-après par la ligne en pointillé.



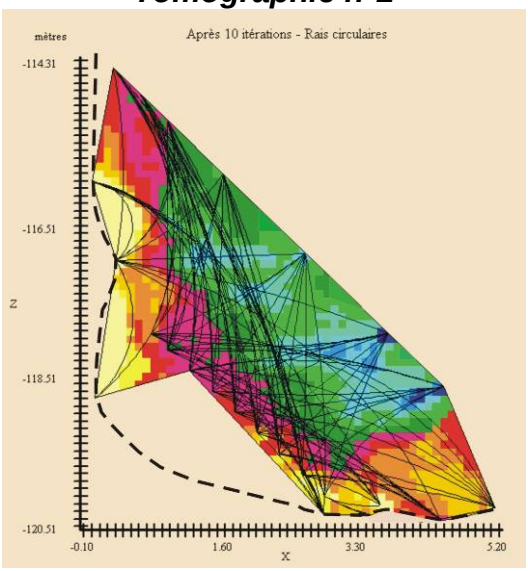
Tomographie n°1



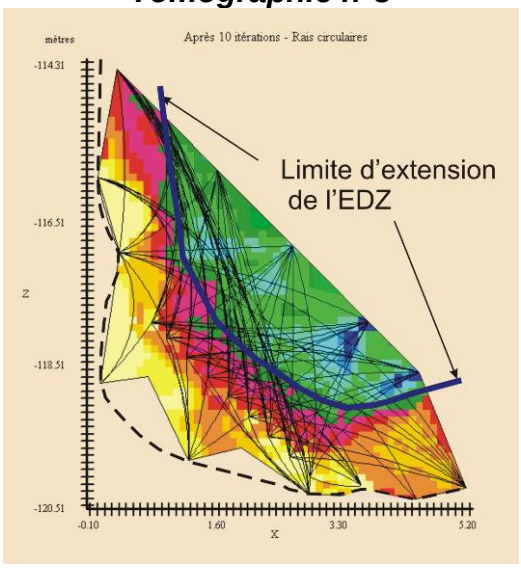
Tomographie n°2



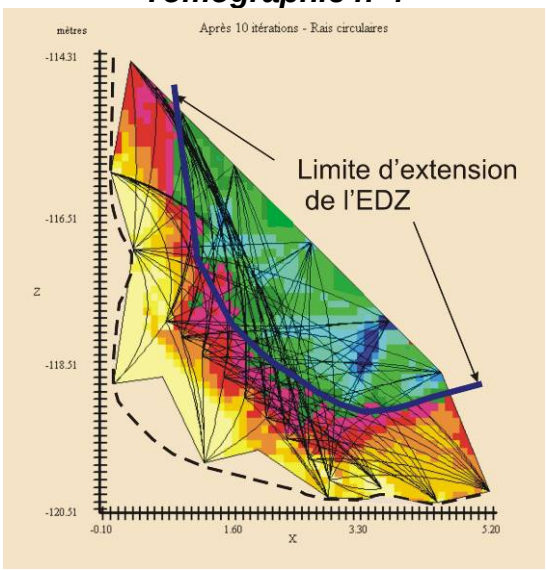
Tomographie n°3



Tomographie n°4



Tomographie n°5



Tomographie n°6

Figure n°7 : Synthèse des résultats obtenus pour les six tomographies

5. Conclusions

Les principales conclusions que l'on peut tirer de l'analyse des résultats de ces tomographies sismiques sont les suivantes :

- Nous avons pu observer entre les tomographies n°1 et n°4, une évolution progressive de l'EDZ directement liée à l'avancement du creusement du puits vertical et de la galerie.
- Les vitesses relevées dans le massif sain sont de l'ordre de 3000 m/s.
- La limite d'extension de l'EDZ dans le massif n'a pas évolué entre les 2 dernières tomographies n°5 et n°6 (sans creusement supplémentaire),
- On observe, par contre, une évolution des vitesses superficielles sous les capteurs localisés en paroi et en voûte de galerie. Ces variations correspondent à une détérioration de l'EDZ localisée près de la paroi et de la voûte.

Le résultat principal que l'on retiendra concernant la zone endommagée est son extension de l'ordre du mètre en paroi du puits principal et de l'ordre de 1.5 m en voûte de galerie. Cette valeur est également comparables aux mesures réalisées au niveau de la section de mesures géomécaniques renforcée (extensomètrie en forage, perméabilité et sismique).

Le retour d'expérience de ces expérimentations devient alors riche d'enseignement afin de répondre aux points suivants :

- Evolution de l'endommagement de la formation hôte restant en place après excavation,
- Application à tout projet de confinement, notamment dans les zones de concentration des contraintes

6. Références bibliographiques

Abraham 0., Ben Slimane K., Côte Ph. (1998) Seismic tomography : factoring anisotropy into iterative geometric reconstruction algorithms, International Journal of Rocks Mechanics and Mining Sciences, 35(1), 9931-41.

Allagnat D. (1995) Dix ans de mesures géotechniques dans les marnes du tunnel de Chamoise. Huitième colloque international sur la mécanique des roches, Japon.

Côte Ph., Campillo M., Lagabrielle R., Gautier V. (1988) Imagerie sismique : Inversion Géométrique. Ponts et Chaussées, N° spécial XV du Bulletin des Ponts et Chaussées

Côte Ph. (1989) Tomographie sismique en génie civil, Thèse Doctorat Etat, Université Joseph Fourrier - Grenoble

Gaudin B., Magnin O., Abraham O., (2002) Contribution de la tomographie sismique à la conception et à l'optimisation des fondations d'un ouvrage exceptionnel en site difficile, Journées AGAP Qualité, Nantes

Hagedoorn, G.J. (1959) The Plus-Minus method of interpreting seismic refraction sections, Geophysical Prospecting, 7, pp. 158-182

EFFET DES CONTRAINTES SUR LA PERMEABILITE D'UN CALCAIRE OOLITIQUE EN RELATION AVEC SA MICROSTRUCTURE

EFFECT OF STRESS STATE ON THE PERMEABILITY OF AN OOLITIC LIMESTONE IN RELATION WITH ITS MICROSTRUCTURE

Siavash GHABEZLOO[1], Jean SULEM[1], Sylvine GUEDON[2], François MARTINEAU[2]
1 Université Paris-Est, UR Navier, CERMES-ENPC, Marne la Vallée, France
2 Université Paris-Est, LCPC, MSRGI, Paris, France

RÉSUMÉ – On présente des résultats expérimentaux sur la variation de la perméabilité d'un calcaire avec la contrainte totale et la pression interstitielle. A partir d'observations microscopiques, un modèle conceptuel est proposé pour la microstructure de la roche. Ce modèle permet d'expliquer les changements de perméabilité observés.

ABSTRACT – Experimental results on the variation of the permeability of a limestone with total stress and pore pressure changes are presented. Based on microscopic observations, a conceptual model is proposed for the microstructure of the rock. This model is able to explain the observed permeability changes.

1. Introduction

La détermination de la perméabilité des roches et de ses variations avec la contrainte totale et la pression interstitielle a un grand intérêt pour la mécanique des roches, le génie pétrolier et la géophysique. La perméabilité de la roche dépend à la fois de la contrainte totale et la pression interstitielle. Si la perméabilité peut être exprimée en fonction d'une seule variable, c'est-à-dire une combinaison linéaire de la contrainte totale et la pression interstitielle, on peut dire que la perméabilité suit une loi de contrainte effective. Une loi de contrainte effective simplifie considérablement les calculs de la variation de perméabilité avec les changements de la contrainte totale et de la pression interstitielle.

Dans ce travail une étude expérimentale a été menée en réalisant les essais de perméabilité sous différentes conditions de contrainte totale et de pression interstitielle. Les résultats nous permettent de comparer la sensibilité de la perméabilité de la roche à des variations indépendantes de la contrainte totale et de la pression interstitielle. Des observations microscopiques ont été réalisées afin d'étudier la rôle de la microstructure de la roche dans le mécanisme de la variation de la perméabilité avec l'état de contraintes. Sur la base de ces observations, un modèle conceptuel est proposé pour la microstructure de la roche afin d'interpréter les résultats expérimentaux. Un paramètre important introduit par ce modèle est le rapport des modules de compression des différents constituants de la roche. Ce rapport est étudié à partir d'essais de microdureté.

2. La notion de la contrainte effective

La contrainte effective $\sigma' = \sigma'(\sigma, p_f)$ sous sa forme générale peut être définie comme une quantité ayant la dimension d'une contrainte, qui peut être utilisée comme variable unique pour exprimer les variations d'une propriété Q d'un matériau poreux provoquées par des changements indépendants de la contrainte totale σ et de la pression interstitielle p_f : $Q(\sigma, p_f) = Q(\sigma')$. Puisque les différentes propriétés du matériau peuvent dépendre de σ et de p_f de différentes manières, différentes expressions de la contrainte effective doivent être définies pour les différentes propriétés.

$$\sigma' = \sigma - n_Q p_f \tag{1}$$

où n_Q est le coefficient de la contrainte effective correspondant à la variation de la propriété Q. Ce coefficient exprime la sensibilité relative de la propriété Q à des variations de σ et p_f. n_Q est égal à un dans la définition de Terzaghi, ce qui signifie que σ et p_f ont des effets semblables, mais opposés, sur la variation de la propriété Q. Tandis qu'une valeur du coefficient n_Q inférieure (respectivement supérieure) à un signifie que l'effet du changement de p_f sur la variation de la propriété Q est moins (respectivement plus) important que l'effet d'un changement de σ. Le coefficient n_Q est donné par la relation suivante (Bernabé, 1986 ; Ghabezloo et al., 2008):

$$n_Q(\sigma, p_f) = -\frac{\partial Q / \partial p_f}{\partial Q / \partial \sigma} \tag{2}$$

La contrainte effective correspondant à la variation de la perméabilité k a été étudiée théoriquement et expérimentalement par plusieurs auteurs. La plupart des études expérimentales ont été réalisées sur des grès argileux (Zoback et Byerlee, 1975; Walls, 1982; Al-Wardy et Zimmerman 2004) et ont conduit à des coefficients de la contrainte effective n_k qui sont supérieurs à un et qui augmentent avec la fraction volumique de l'argile dans la roche. Ces résultats montrent que la perméabilité de la roche est plus sensible aux variations de la pression interstitielle qu'aux variations de la contrainte totale. Pour expliquer ce phénomène, Zoback et Byerlee (1975) et Al-Wardy et Zimmerman (2004) ont proposé des modèles conceptuels basés sur la microstructure de la roche.

3. Pétrofabrique du calcaire étudié

Le calcaire retenu pour cette étude est un calcaire oolithique d'âge Néocomien (-135 à –127 Ma) prélevé en affleurement près de Nîmes dans le Sud de la France. La résistance en compression simple de la roche saturée est de 44 MPa, son module d'Young est de 32 GPa et son coefficient de Poisson est de 0.27 (Bost, 2008). Les observations microscopiques ont été réalisées grâce à deux techniques: le microscope optique polarisant et le microscope électronique à balayage. Ces deux techni-

ques sont complémentaires puisqu'elles donnent accès à deux niveaux de grossissement.

Cette roche blanche est entièrement constituée de carbonate de calcium, les cristaux de calcite étant présents à des tailles différentes en fonction du moment et de la dynamique de leur cristallisation. Les observations montrent que ce calcaire est constitué d'oolithes sub-sphériques, de taille variant de 100 à 400 µm, cimentées par une calcite sparitique (Figure 1a).

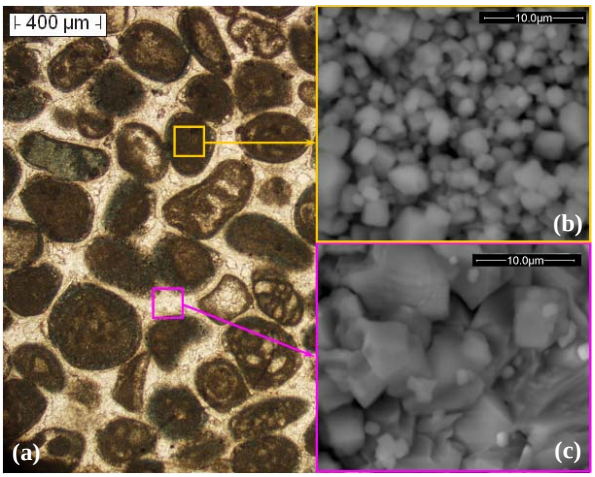


Figure 1. Microstructure du calcaire étudié

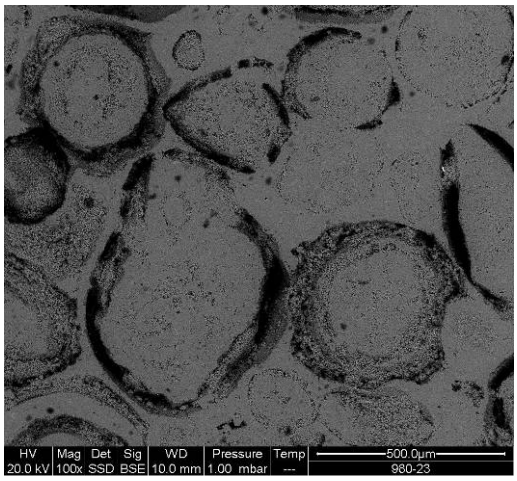


Figure 2. Concentration de la macro-porosité en bordure des oolithes

La constitution géologique de ce calcaire peut se résumer en trois étapes: (1) Formation d'oolithes c&oncentriques dans un milieu marin de haute énergie dans des eaux à températures élevées et à faible profondeur ; ces oolithes sont constituées de calcite micro-cristallisée (micrite), (2) Sédimentation du sable oolithique et cristallisation d'une gangue de calcite palissadique autour des oolithes, (3) Cimentation de ces oolithes par précipitation de calcite cristalline de type sparite. La Figure (1) présente les cristaux de micrite dans une oolithe (b) et les détails du ciment sparitique (c). On peut voir clairement la différence entre la microstructure des oolithes et celle du ciment sparitique. La microstructure des oolithes est similaire à celle d'un matériau granulaire avec des grains de diamètres variant de 2 à 5 µm et une micro-porosité entre les grains, tandis que le ciment sparitique est composé de grains enchevêtrés avec une taille supérieure aux grains de micrite des oolithes. La porosité totale de la roche varie entre 13,4% et 17,6% avec une moyenne égale à 15,7%. Les observations montrent qu'une grande partie de la porosité de la roche se situe en bordure des oolithes et constitue une macro-porosité (Figure 2). L'analyse de plusieurs images montre que cette macro-porosité est égale à 13% et la fraction volumique des oolithes et du ciment sparitique est respectivement 59% et 28%.

4. Etude expérimentale

Afin d'étudier l'effet de l'état de contraintes sur la variation de la perméabilité du calcaire, 24 essais de perméabilité à charge constante ont été réalisés dans une cellule triaxiale sous contraintes isotropes avec différentes conditions de pression de confinement et de pression interstitielle. Les détails du dispositif expérimental sont

présentés dans Ghabezloo et Sulem (2008). Une différence de pression interstitielle égale à 300 kPa est imposée entre les deux extrémités de l'échantillon et la moyenne de ces deux pressions est considérée comme la pression interstitielle moyenne dans l'échantillon. Les résultats obtenus sont présentés sur la Figure (3) en fonction de la pression de confinement pour différentes valeurs de la pression interstitielle. On peut voir que la perméabilité de la roche diminue avec la pression de confinement et augmente avec la pression interstitielle.

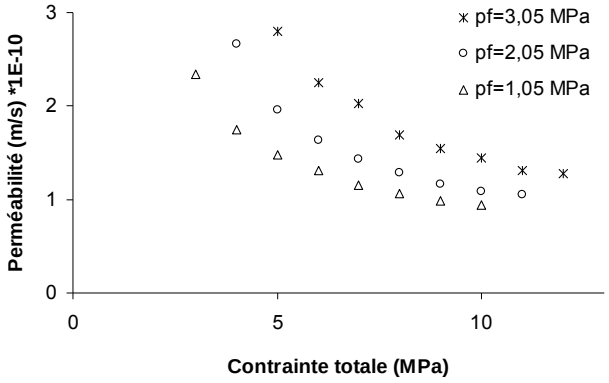


Figure 3. Résultats des essais de perméabilité

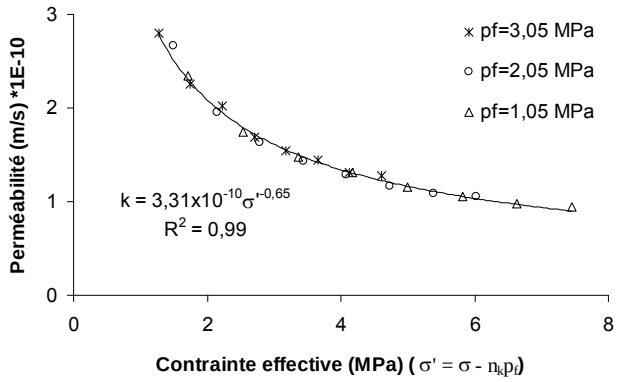


Figure 5. Résultats des essais en fonction de la contrainte effective

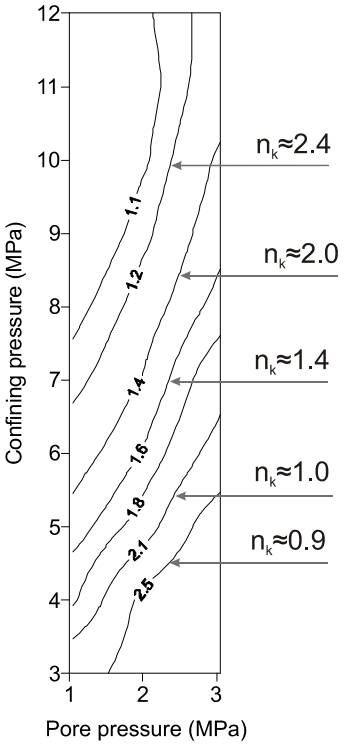


Figure 4. Isovaleurs de la perméabilité (10^{-10} m/s) et coefficients de la contrainte effective

Ces variations de la perméabilité sont dues aux variations de volume de l'espace poreux de la roche sous l'effet de la variation de l'état de contraintes. Ceci montre l'intérêt de la définition d'une variable unique (contrainte effective) pour caractériser la variation de la perméabilité. A partir de la définition de la contrainte effective (1), le coefficient de la contrainte effective est égal à la pente des isovaleurs de la perméabilité tracées en fonction de la contrainte totale et la pression interstitielle (Figure 4)). On peut voir que le coefficient n_k n'est pas constant et augmente de 0,9 à 2,4 lorsque la perméabilité diminue. Afin d'évaluer l'expression de n_k, on suppose que celui-ci est une fonction linéaire de la contrainte différentielle (contrainte usuelle de Terzaghi), $n_k = a\sigma_d + b$ avec $\sigma_d = \sigma - p_f$ et que la variation de la perméabilité avec la contrainte effective est exprimée par une loi de puissance, $k(\sigma') = c\sigma'^d$. Les coefficients a, b, c et d sont déterminés à l'aide d'un algorithme des moindres carrés et

les expressions suivantes sont trouvées pour le coefficient de la contrainte effective et la relation perméabilité-contrainte effective:

$$\sigma' = \sigma - n_k p_f \quad , \quad n_k = 0,89 + 0,17\sigma_d \qquad (\sigma_d\text{:MPa}) \tag{3}$$

$$k = 3,31\times 10^{-10}\sigma'^{-0,65} \quad m/\text{sec} \qquad (\sigma'\text{:MPa}) \tag{4}$$

La présentation des résultats des essais en fonction de la contrainte effective sur la Figure (5) montre une excellente superposition des perméabilités obtenues pour différentes pressions interstitielles. Les coefficients n_k donnés par l'équation (3) pour la gamme des contraintes utilisées dans les essais sont compatibles avec les valeurs obtenues directement dans la Figure (4). Ce coefficient de contrainte effective supérieur à 1 montre que l'effet de variation de la pression interstitielle sur la variation de perméabilité est plus important que l'effet de variation de la pression de confinement.

5. Modèle microtextural

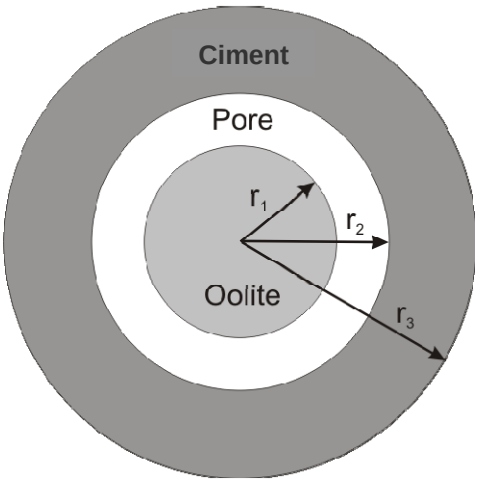


Figure 6. Modèle de microtexture (Pore-shell model)

Sur la base des observations microscopiques présentées dans la section précédente, un modèle simplifié 2D de la microtexture de la roche étudiée est proposé. Ce modèle, présenté sur la Figure (6), est composé d'un noyau central d'oolithe qui est entouré par un pore et dans la partie extérieure par le ciment sparitique. Ce modèle à symétrie radiale se déforme en conditions de déformations planes. Il est semblable dans ses principes aux modèles proposés par Zoback et Byerlee (1975) et Al-Wardy et Zimmerman (2004) ('pore-shell model'). La perméabilité de ce modèle est une fonction de la géométrie de pore et donc $k = k\left(r_2 - r_1\right)$. En utilisant cette relation dans l'équation (2), on obtient la relation suivante pour le coefficient n_k :

$$n_k = -\frac{\left(\partial\left(r_2 - r_1\right)/\partial p_f\right)_\sigma}{\left(\partial\left(r_2 - r_1\right)/\partial\sigma\right)_{p_f}} \tag{5}$$

La pression de confinement est appliquée sur la partie extérieure du modèle tandis que la pression interstitielle est appliquée dans le pore. La solution élastique du problème est obtenue à partir de la solution de Lamé pour le cylindre creux. Le déplacement radial du noyau d'oolithe est donné par:

$$u\left(r\right) = \frac{-p_f}{2\left(\lambda_o + \mu_o\right)} r \tag{6}$$

où λ_o et μ_o sont les coefficients de Lamé de l'oolithe. En dérivant cette équation on obtient le terme $\partial r_1/\partial p_f$ de l'équation (5) et on trouve $\partial r_1/\partial \sigma = 0$. Le déplacement radial du ciment est donné par la relation suivante:

$$u(r) = \frac{p_f r_2^2 - \sigma r_3^2}{2(\lambda_c + \mu_c)(r_3^2 - r_2^2)} r + \frac{(p_f - \sigma) r_2^2 r_3^2}{2\mu_c (r_3^2 - r_2^2) r} \tag{7}$$

où λ_c et μ_c sont les coefficients de Lamé du ciment sparitique. La dérivation de cette équation donne les termes $\partial r_2/\partial p_f$ et $\partial r_2/\partial \sigma$ de l'équation (5), d'où l'expression :

$$n_k = 1 + \frac{\mu_c \left(1 - (r_2/r_3)^2\right)}{\lambda_c + 2\mu_c} \left(\frac{(\lambda_c + \mu_c) r_1}{(\lambda_o + \mu_o) r_2} - 1 \right) \tag{8}$$

On peut re-écrire l'équation (8) en fonction du module de compression K et du coefficient de Poisson ν.

$$n_k = 1 + \left(1 - (r_2/r_3)^2\right) \frac{(1 - 2\nu_c)}{2(1 - \nu_c)} \left(\frac{(K_c/(1+\nu_c)) r_1}{(K_o/(1+\nu_o)) r_2} - 1 \right) \tag{9}$$

Considérant que la gamme de variation du coefficient de Poisson des roches est relativement étroite, et afin de simplifier l'équation (9), on suppose $\nu_c = \nu_o = 0{,}3$ qui est le coefficient de Poisson de la calcite donné par Bass (1995). En remplaçant ceci dans l'équation (9) on obtient :

$$n_k = 1 + \frac{2}{7} \left(1 - (r_2/r_3)^2\right) \left(\frac{K_c r_1}{K_o r_2} - 1 \right) \tag{10}$$

Sur la base des observations microscopiques présentées dans la section précédente, on considère les valeurs suivantes : $r_1 = 125\,\mu m$, $r_2 = 141\mu m$ et $r_3 = 165\,\mu m$. En remplaçant ces valeurs dans l'équation (10) on obtient:

$$n_k = 0{,}92 + 0{,}07 \frac{K_c}{K_o} \tag{11}$$

On peut voir que le modèle proposé, qui repose sur une étude détaillée de la microtexture du calcaire étudié, est capable de conduire à des coefficients de contrainte effective pour la perméabilité qui sont supérieurs à 1 et qui varient en fonction du rapport K_c / K_o des modules de compression des différents constituants de la roche. Ce rapport est étudié dans la section suivante à l'aide d'essais de microdureté.

6. Essais de microdureté

Afin d'étudier le rapport K_c / K_o, des essais de microdureté de Vickers ont été réalisés sur les oolithes et sur le ciment sparitique. Cet essai consiste à appliquer une force p sur une pyramide à base carrée en diamant et d'angle au sommet entre face égal à 136°. La diagonale d de l'empreinte qui a la forme d'un carré est mesurée sous microscope et la dureté Vickers H_V est calculée :

$$H_V = 2\sin(136°/2)\frac{p}{d^2} = 1{,}8544\,\frac{p}{d^2} \tag{12}$$

A l'aide de l'équation (12) on peut obtenir le rapport de la dureté d'oolithe H_{Vo} sur la dureté de ciment H_{Vc} en fonction des mesures de diagonales sur l'oolithe et sur le ciment, d_o et d_c respectivement :

$$H_{Vc}/H_{Vo} = \left(d_c/d_o\right)^{-2} \tag{13}$$

On suppose que $K_c/K_o = H_{Vc}/H_{Vo}$. Les Figures (7) et (8) montrent deux images d'indentation respectivement sur une oolithe et sur le ciment. On observe que l'empreinte située sur l'oolithe est à peu près deux fois plus grande que celle située sur le ciment. Les résultats des essais réalisés ont montré un rapport K_c / K_o entre 1,6 et 4,0. En remplaçant ces valeurs dans l'équation (11), on obtient des coefficients n_k entre 1,0 et 1,2, ce qui est compatible avec les résultats expérimentaux pour les faibles contraintes différentielles. Ces mesures de microdureté, réalisées sans pression de confinement ont donné un rapport K_c / K_o supérieur à un. On s'attend à une augmentation de ce rapport sous l'effet de la pression de confinement, en raison de l'enchevêtrement des grains de ciment sparitique et du nombre de coordination (nombre de contacts d'un grain avec ses voisins) plus grand pour les grains de ciment que pour les grains de micrite formant les oolithes.

7. Conclusion

La loi de contrainte effective pour la perméabilité d'un calcaire oolitique a été étudiée expérimentalement en réalisant 24 essais de perméabilité sous différentes conditions de contrainte totale et de pression interstitielle. Les résultats ont montré que la perméabilité diminue avec la pression de confinement et augmente avec la pression interstitielle, mais l'effet de la pression interstitielle est plus important que l'effet de la pression de confinement. On a montré que la perméabilité de la roche peut être exprimée par une loi de contrainte effective pour laquelle le coefficient de contrainte effective augmente avec la contrainte différentielle et devient supérieur à un dès que la contrainte différentielle dépasse quelques bars. Une loi de puissance a été proposée pour la variation de la perméabilité avec la contrainte effective.

Des observations microscopiques ont été réalisées afin d'étudier le rôle de la microstructure de la roche dans les variations de la perméabilité. Sur la base de ces observations un modèle conceptuel est proposé pour la microtexture de la roche. Ce

modèle est capable de produire des coefficients de contrainte effective pour la perméabilité qui sont plus grands que un et qui augmentent avec le rapport des modules de compression des différents constituants de la roche. Ce rapport a été étudié expérimentalement en réalisant les essais de microdureté et on a trouvé effectivement des valeurs supérieures à un. Selon le modèle proposé, ce résultat conduit à un coefficient de contrainte effective pour la perméabilité qui est supérieur à un. Par conséquent, l'approche microtexturale est compatible avec les résultats des essais réalisés.

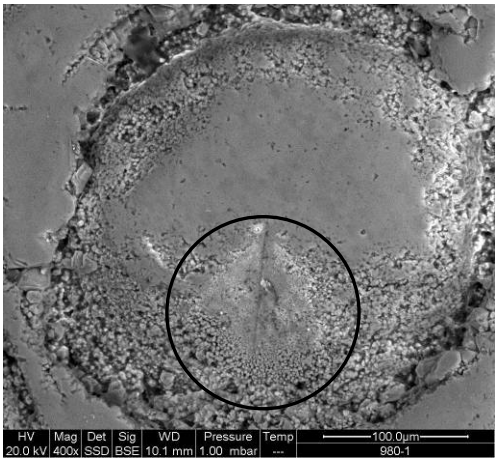


Figure 7. Essai de microdureté : une indentation sur l'oolithe

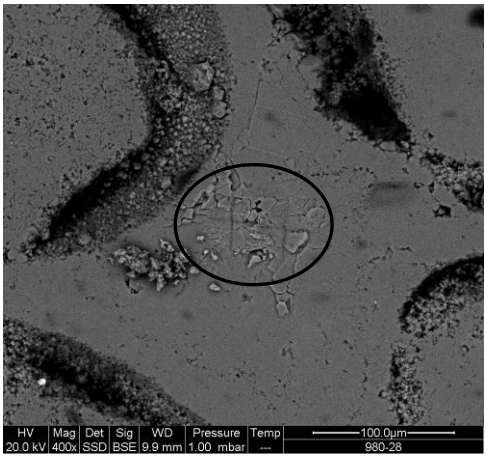


Figure 8. Essai de microdureté : deux indentations sur le ciment sparitique

8. Références bibliographiques

Al-Wardy W., Zimmerman R.W. (2004) Effective stress law for the permeability of clay-rich sandstones. Journal of Geophysical Research,109, B04203

Bass. J.D. (1995) Elasticity of Minerals, Glasses, and Melts, in Mineral Physics and Crystallography: A Handbook of Physical Constants, American Geophysical Union Online Reference Shelf 2, Thomas J. Ahrens, Editor, 45-63.

Bernabé Y. (1986) The effective pressure law for permeability in Chelmsford granite and Barre granite. Int J Rock Mech Min Sci & Geomech Abstr 23-3, 267-275.

Bost M. (2008) Altération par le gel des massifs rocheux: Etude expérimentale et modélisation des mécanismes de génération des contraintes dans les fissures, Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France.

Ghabezloo S., Sulem J. (2008) Stress dependent thermal pressurization of a fluid-saturated rock. Rock Mechanics and Rock Engineering, DOI 10.1007/s00603-008-0165-z.

Ghabezloo S., Sulem J., Guédon S., Martineau F. (2008) Effective stress law for the permeability of a limestone. Submitted to Int J Rock Mech Min Sci.

Walls J.D. (1982) Effects on pore pressure, confining pressure and partial saturation on permeability of sandstones. Ph.D. Thesis, Department of Geophysics, Stanford Univ., Stanford, Calif.

Zoback M.D., Byerlee J.D. (1975) Permeability and effective stress. Bull. Am. Assn. Petr. Geol., 59, 154-158

ETUDE COMPARATIVE DES PERFORMANCES HYDRAULIQUES D'ADJUVANTS ARGILEUX EN TRAITEMENT DE SOLS

COMPARATIVE STUDY OF THE HYDRAULIC PERFORMANCES OF CLAYED MINERALS IN SOILS TREATMENT

Alain COURADIN[1], Andry-Rico RAZAKAMANANTSOA[2], Gérard DIDIER[1], Irini DJERAN-MAIGRE[3]
1 Chef de projet, INSAvalor - LGCIE Site Coulomb 3, INSA de Lyon, 34 avenue des Arts, 69621 Villeurbanne, France
2 Doctorant, LGCIE Site Coulomb 3 INSA de Lyon, 34 avenue des Arts, 69621 Villeurbanne, France
3 Professeur des Universités, LGCIE Site Coulomb 3 INSA de Lyon, 34 avenue des Arts, 69621 Villeurbanne, France

RÉSUMÉ – L'objet de cet article est de présenter les principaux résultats issus d'une étude comparative en laboratoire conduite à partir de plusieurs minéraux argileux habituellement utilisés sur le territoire national français en matière de traitement des sols pour la reconstitution du niveau imperméable des barrières de sécurité passive des installations de stockage de déchets.

ABSTRACT – The objective of this paper is to introduce the main results of a comparative study in laboratory driven with several clay minerals commonly used on French national territory in soils treatment for the low-permeability layer of the waste disposal mineral barriers.

1. Introduction

Il n'est plus rare de constater que le traitement des sols destinés à la reconstitution des barrières imperméables des installations de stockage de déchets fasse l'objet d'un apport important (jusqu'à 8 %, voire davantage dans certains cas) en minéraux argileux afin d'en améliorer leurs performances hydrauliques. Dans ce contexte, l'entreprise adjudicataire des travaux a tout intérêt à procéder à une étude de son marché de travaux non plus uniquement en terme de coûts (p. ex. un prix à la tonne) mais en terme de coûts/performance par rapport à l'objectif à atteindre (JORF, 1997). L'étude conduite en laboratoire (BRGM, 1996 ; Didier et al., 1996) permet d'ajuster, pour la fourchette de teneur en eau de mise en œuvre du matériau, la concentration en adjuvant nécessaire pour atteindre l'objectif attendu. Les conditions de mise en œuvre du matériau traité sont ensuite évaluées à l'aide d'une planche d'essai réalisée in situ. Souvent les cahiers des charges annoncent exclusivement une concentration en adjuvant sans toutefois définir ou distinguer sa nature minéralogique. De ce fait, des solutions variantes existent, encore faut-il démontrer leur véracité, à la fois technologique et économique. Pour répondre à ce constat, il devient légitime de procéder à une hiérarchisation du potentiel d'étanchéité des différents adjuvants commercialisés sur le territoire national français, car comme nous pourrons le démontrer, de fortes disparités apparaissent entre adjuvants (un facteur égal à 6 distingue la performance des différentes

bentonites). La mise en œuvre de ce programme de recherche a nécessité, 1) le choix d'un matériau de référence, 2) la sélection de plusieurs adjuvants aux caractéristiques initiales distinctes (minéralogie, activation ou non, provenance géographique, …,). Pour des raisons de confidentialité, l'appellation commerciale des différents adjuvants référencés dans cet article ne sera pas donnée. En revanche, leur nature minéralogique ainsi que leur activation (pour les bentonites) seront déclinées.

2. Présentation du programme

2.1. Introduction

Au total, trente-et-un (31) essais de perméabilité au perméamètre à paroi rigide (PPR) ont été réalisés à partir de neuf (9) adjuvants distincts. Il s'agit de huit (8) bentonites et de une (1) kaolinite (associée à d'autres minéraux argileux en quantité moindre).

Tableau I. Nombre d'essais de perméabilité par adjuvant

	F9	FV	FZ	P	S	S8	T	V	V6
Nbre E	3	4	4	3	4	3	4	4	3

La première ligne du tableau I symbolise la dénomination des adjuvants utilisés dans le cadre de ce programme d'essais alors que la seconde ligne renseigne sur le nombre d'essais de perméabilité réalisés par adjuvant. Dans le même temps et pour chaque essai de perméabilité, des mesures de la conductivité électrique (CE) et des valeurs de bleu (VBS) des mélanges viennent compléter les données.

Les essais de perméabilité ont tous été conduits en deux (2) temps : 1) dans un premier temps, à trois (3) concentrations différentes en adjuvants, 2) dans un second temps, et si nécessaire, à une concentration ajustée de façon à se rapprocher du critère de perméabilité réglementaire ($k < 1 \times 10^{-9}$ m/s).

2.2. Description des essais

2.2.1. Potentiel d'étanchéité des éprouvettes

Le potentiel d'étanchéité des mélanges est évalué à partir d'un essai de perméabilité utilisant un perméamètre à paroi rigide (PPR, NF X 30-441). Cet essai consiste à compacter une éprouvette à une énergie standard égale à celle du Proctor normal dans une bague (sa surface est égale à celle du moule Proctor). Après l'opération de compactage, la bague porte-éprouvette est placée entre deux disques drainants logés dans des embases munies de joints toriques. L'ensemble est relié à un contrôleur pression-volume (CPV) de type bouteille de Mariotte qui permet de contrôler à la fois la charge hydraulique et le volume d'eau entrant. L'essai est conduit à volume constant, à gradient hydraulique constant et se base sur le suivi d'un débit d'écoulement entrant puis sortant à travers l'éprouvette du matériau pour caractériser son coefficient de perméabilité verticale. La valeur du coefficient de perméabilité de l'éprouvette est celle déterminée en fin d'essai, lorsque les flux entrant et sortant deviennent identiques et stables dans le temps. Cette valeur obtenue pour au moins trois (3) paliers de différence de charge hydraulique permet de vérifier si la relation de DARCY s'applique aux conditions de réalisation de l'essai.

Le diagramme donnant la représentation logarithmique de la vitesse d'infiltration (log v) en fonction du logarithme des gradients hydrauliques appliqués (log i) permet de déterminer graphiquement la valeur du coefficient de perméabilité.

2.2.2. Homogénéité des mélanges

L'homogénéité des mélanges a pu être vérifiée au moyen de deux (2) essais. Le premier, courant en géotechnique, est la détermination de la valeur de bleu (VBS, NF P 94-068). Cette valeur permet de caractériser la fraction argileuse d'un géomatériau. En effet, le résultat de l'essai sera fonction à la fois de la quantité et de la nature minéralogique du(es) minéral(aux) argileux contenu(s) dans le géomatériau. Le second essai se rapporte à la mesure de la conductivité électrique (CE) des mélanges sol/adjuvant formulés (Abu-Hassanein et al., 1996) lors d'une opération de traitement en laboratoire, puis in situ. Cet essai a pour objectif de contrôler sur site et lors des travaux de mise en œuvre du matériau la bonne homogénéité des mélanges obtenus après l'opération de malaxage. La mesure est effectuée au moyen d'une cellule potentiométrique disposant d'électrodes pour la détermination de la conductivité électrique (CE), du potentiel Hydrogène (pH) et de la température (T°C). Ces essais (VBS, CE) effectués sur les mélanges ont tous respecté un rapport liquide/solide (L/S) égal à 4 avec 125 gr de matière sèche dans 500 ml d'eau déminéralisée.

2.2.3. Caractérisation des adjuvants et identification du géomatériau

Les essais de caractérisation des différents adjuvants ont consisté en une détermination par diffraction aux rayons X, une identification des éléments traces métalliques, la détermination de la rétention au bleu de méthylène (RBM) et du gonflement (G). Les essais d'identification du géomatériau font référence à ceux habituellement employés pour classer un sol (NF P 11-300). Il s'agit de l'analyse granulométrique (NF P 94-041), de la détermination de la valeur de bleu de méthylène puis de ses caractéristiques de compactage à l'énergie du Proctor normal (NF P 94-093).

2.3. Présentation des adjuvants et du matériau référent

2.3.1. Sélection des adjuvants

En résumé, les adjuvants qui ont été utilisés dans le cadre de ce programme de recherche sont des bentonites calciques naturelles (Fv, Fz), des bentonites calciques naturelles activées en sodium (F9, S, S8, T, V, V6) et enfin une kaolinite (P). Ces neuf (9) adjuvants sont commercialisés en France pour le marché de l'étanchéité en installation de stockage de déchets. En rappel, le procédé d'activation des bentonites consiste à ajouter à la matière première, un pourcentage pondéral de carbonate de sodium (Na_2CO_3). A ce titre, la bentonite V6 se distingue de la bentonite V par un apport supplémentaire d'ions sodium.

2.3.1. Choix du matériau référent

Le choix du matériau de référence s'explique par ses caractéristiques physiques initiales et l'homogénéité de son gisement. Plusieurs critères ont présidé au choix du matériau, parmi lesquels :

1. Le matériau traité à une concentration égale à 7 % en bentonite a prouvé ses performances hydrauliques lors de travaux précédent ce programme.

2. Le matériau est grenu (dépourvu de fines, il s'agit d'un criblé 0/10) et sa forte perméabilité (k = 1,6 x 10^{-5} m/s) est éloignée des prescriptions réglementaires.
3. Le gisement est suffisamment conséquent et homogène pour que l'exploitant puisse envisager cette ressource dans le cadre de l'aménagement des futurs casiers de son installation (l'arrêté préfectoral de l'installation court jusqu'en 2019).

3. Expérimentation, résultats et commentaires

3.1. Caractérisation et identification

3.3.1. Adjuvants

Les principales caractéristiques des adjuvants sont résumées dans le tableau II (la seconde ligne décline la teneur en eau à réception au laboratoire des adjuvants).

Tableau II. Caractéristiques des adjuvants

	F9	Fv	Fz	P	S	S8	T	V	V6
w (%)	8	10,35	9,95	2,45	12	14,1	8,9	10,3	14
RBM (mg/g)	330	320	250	70	397	380	305	250	250
G (ml/g)	13,5	2,2	3,5	1,5	12	14	13,5	12	13

Les bentonites calciques naturelles (BCN = Fv et Fz) se distinguent des bentonites calciques activées en sodium (BCNa = F9, S, S8, T, V, V6) par leur faible gonflement (G). La kaolinite (P) se détache du lot des bentonites par son gonflement insignifiant (argile « non gonflante") en présence d'eau et sa faible rétention au bleu de méthylène (RBM). Ce dernier paramètre ne permet pas de séparer les BCN des BCNa.

3.3.2. Matériau référent

La première étape a consisté à classer les cinq (5) échantillons en provenance du stock constitué sur site après criblage (0/10) du matériau naturel. A partir des cinq échantillons classés en B_2 (d'un échantillon à l'autre, les VBS sont proches), nous avons effectué un mélange afin d'obtenir un échantillon homogénéisé (Sm), dont les principales caractéristiques sont rappelées dans le tableau III.

Tableau III. Identification du matériau homogénéisé Sm

	w_m (%)	P80µm (%)	P2mm (%)	VBS	CE (µS/cm)	GTR
Sm	5,4	5	88	0,3	73	B_2

Où w_m est la teneur en eau du matériau homogénéisé, P80µm et P2mm sont respectivement les passants à 80 µm et 2 mm. Après compactage à l'énergie du Proctor normal du matériau homogénéisé, ses caractéristiques à l'optimum sont les suivantes : le poids volumique sec maximal est égal à 17,4 kN/m^3 et la teneur en eau optimale est égale à 11,2 %.

3.2. Potentiel d'étanchéité des mélanges

La figure 1 reporte les couples « humidité-densité » des éprouvettes compactées à l'énergie du Proctor normal aux différents adjuvants et concentrations. Ces ajouts s'accompagnent d'une augmentation du poids volumique sec des éprouvettes (par rapport au matériau non traité) avec un degré de saturation initiale (Sr) compris entre 50 % et 70 % (pour une densité des particules solides égale à 2,65).

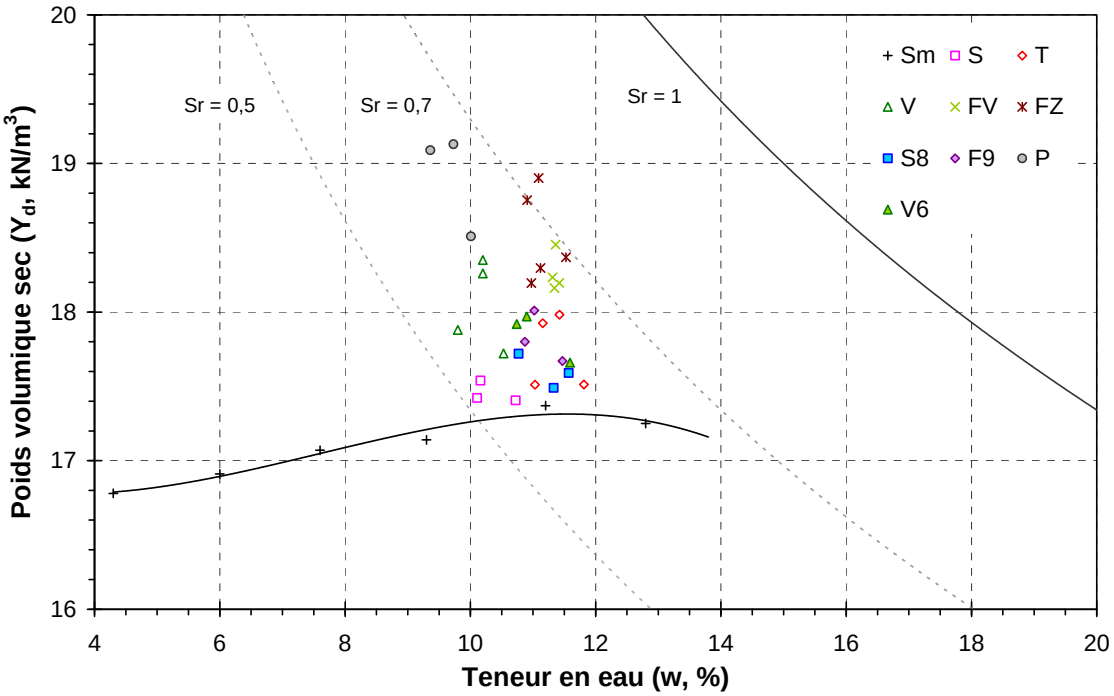


Figure 1. Courbe Proctor normal du matériau Sm et couple humidité – densité des différentes éprouvettes

La figure 2 reporte dans un diagramme c = f (log k), l'évolution de la perméabilité (k, m/s) des mélanges aux différentes concentrations (c, %) en adjuvant. En rappel, le matériau possède une perméabilité initiale (sans apport d'adjuvant et après compactage à l'énergie du Proctor normal) égale à 1,6 x 10^{-5} m/s. Nous constatons que l'ajout de bentonite améliore considérablement le potentiel d'étanchéité du matériau (Calvacante Rocha, 1996) et porte ses performances hydrauliques, soit en-deçà du critère réglementaire (S, T, V, S8), soit très proche (F9) à proche (Fv, Fz). En revanche, l'ajout de kaolinite (P) à forte concentration entraîne certes une amélioration des performances hydrauliques du matériau, mais le gain de performance tend nettement à s'estomper, si bien qu'il paraît improbable d'atteindre le critère réglementaire (k < 1 x 10^{-9} m/s). D'autre part, nous constatons qu'une activation renforcée de la matière première (V à V6) n'entraîne pas d'amélioration de la performance hydraulique du mélange. Ces résultats montrent l'intérêt de mettre en perspective le potentiel d'étanchéité des différents adjuvants utilisés de manière usuelle sur le territoire national Français en matière de traitement de sols.

A partir du diagramme de la figure 2, il est également possible de déterminer graphiquement une concentration ajustée (Cajust, %), qui théoriquement, conduirait à une valeur de perméabilité égale à 1 x 10^{-9} m/s pour chaque type d'adjuvant. Ainsi, il devient possible de hiérarchiser le potentiel d'étanchéité des différents adjuvants et de les classer selon un rapport de performance (R, tableau IV) en se référant à des

concentrations corrigées (Ccorr, %). Cette concentration correspond à la concentration en adjuvant corrigée de sa teneur en eau pour atteindre une perméabilité en laboratoire égale à 1 x 10^{-9} m/s.

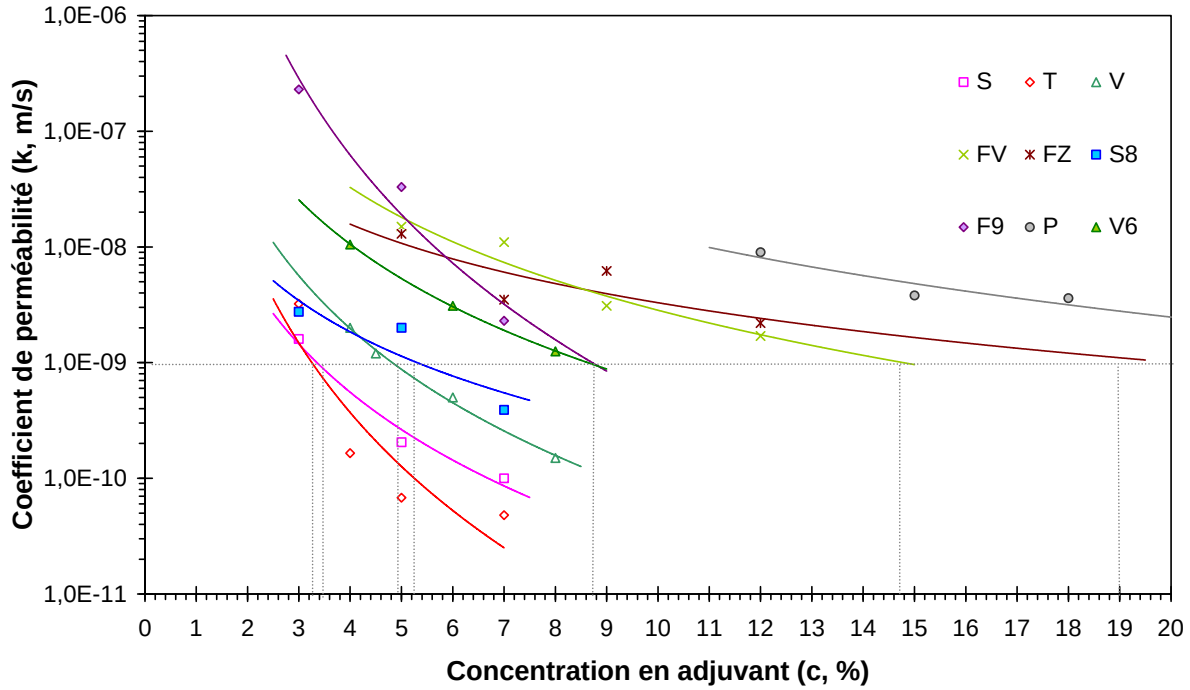


Figure 2. Evolution de la perméabilité des mélanges en fonction de la concentration en adjuvant

Tableau IV. Concentration théorique ajustée pour chaque type d'adjuvant

	F9	Fv	Fz	P	S	S8	T	V	V6
Cajust (%)	8,8	14,6	19	n.d.	3,5	5,2	3,3	4,8	8,8
Ccorr (%)	8,1	13,1	17,1	n.d.	3	4,5	3	4,3	14
R	2,7	4,35	5,7	n.d.	1	1,5	1	1,45	2,5

Le rapport de performance R est égal à 1 pour une concentration ajustée et corrigée égale à 3 % en BCNa S et T. Selon le type d'adjuvant, de réelles différences de performances peuvent se dégager (à teneur en eau et énergie de compactage identiques). Globalement, nous pouvons noter le meilleur comportement des bentonites calciques activées (BCNa avec un R compris entre 1 et 2,7) face aux calciques naturelles (BCN avec un R compris entre 4,35 et 5,7). La kaolinite demeure ici un cas extrême, où même à fort pourcentage, il ne paraît pas possible d'atteindre le critère réglementaire (n.d. pour non déterminée). Enfin, même parmi le lot des calciques activées (sans doute les plus utilisées en traitement de sol sur le territoire national), il apparaît également des différences significatives en terme de potentiel d'étanchéité. Au terme de ces essais, il apparaît que quatre (4) adjuvants (S, T, V et S8) sur les neuf (9) testés seraient susceptibles d'être retenus dans le cadre de travaux de traitement pour leur performance vis-à-vis de l'objectif à atteindre (avec des conditions économiques raisonnables). Ces quatre adjuvants se distinguent avec un rapport de performance R compris entre 1 et 1,5. Les autres

adjuvants se caractérisent par des concentrations prohibitives qui nécessiteraient également des conditions particulières de mise en œuvre.

3.3. Homogénéité des mélanges

Les valeurs de bleu ainsi que celles de la conductivité électrique des mélanges sont reportées graphiquement en figure 3 et en figure 4.

La valeur de bleu (figure 3) ne permet pas de distinguer les deux groupes de bentonite (BCN, BCNa), en revanche, elle permet de différencier la kaolinite des deux groupes de bentonite. Il faut une concentration élevée en kaolinite pour atteindre la VBS de la plus faible concentration en bentonite. De ce point de vue, l'utilisation de la kaolinite en traitement de sols pose le problème de l'argilosité du mélange et donc de sa capacité à l'atténuation naturelle. Or nous savons que les phénomènes de migration des solutés dans leur environnement sont gouvernés principalement par la conjugaison de mécanismes d'écoulement et de transport dits « réactifs ». Ainsi, la conception d'une barrière imperméable performante devrait permettre la conjugaison a) de minorer le transport des solutés par advection et diffusion, b) d'optimiser l'atténuation des solutés par rétention.

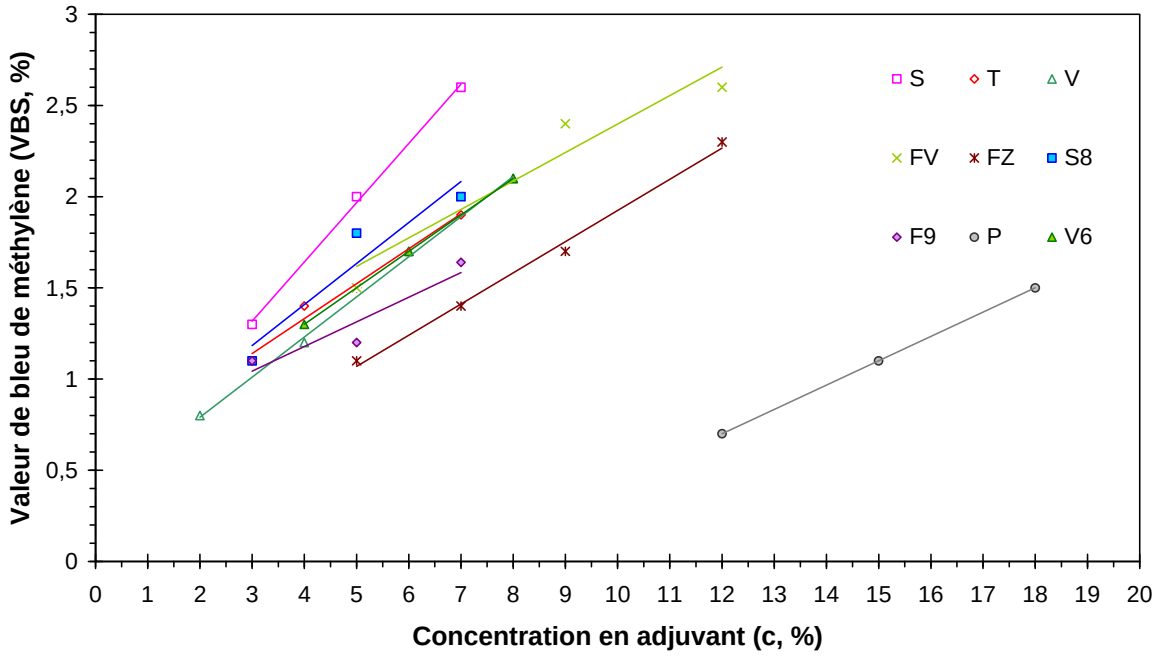


Figure 3. Evolution de la VBS en fonction de la concentration en adjuvant

Le résultat des valeurs de conductivité électrique du mélange en fonction de la concentration en adjuvant (figure 4) est plus explicite que la valeur de bleu, puisque les deux groupes de bentonite s'individualisent clairement ainsi que la kaolinite (son comportement est à rapprocher de celui des calciques naturelles). Dans le détail, les différentes bentonites appartenant au groupe des bentonites calciques activées en sodium (BCNa) possèdent un comportement proche, tout comme celles appartenant au groupe des bentonites calciques naturelles (BCN). Toutefois, nous constatons qu'une action renforcée (V à V6) de l'activation de la matière première n'entraîne pas une hausse de la conductivité électrique des mélanges. Il y a là sans doute un effet seuil de la part de l'activation.

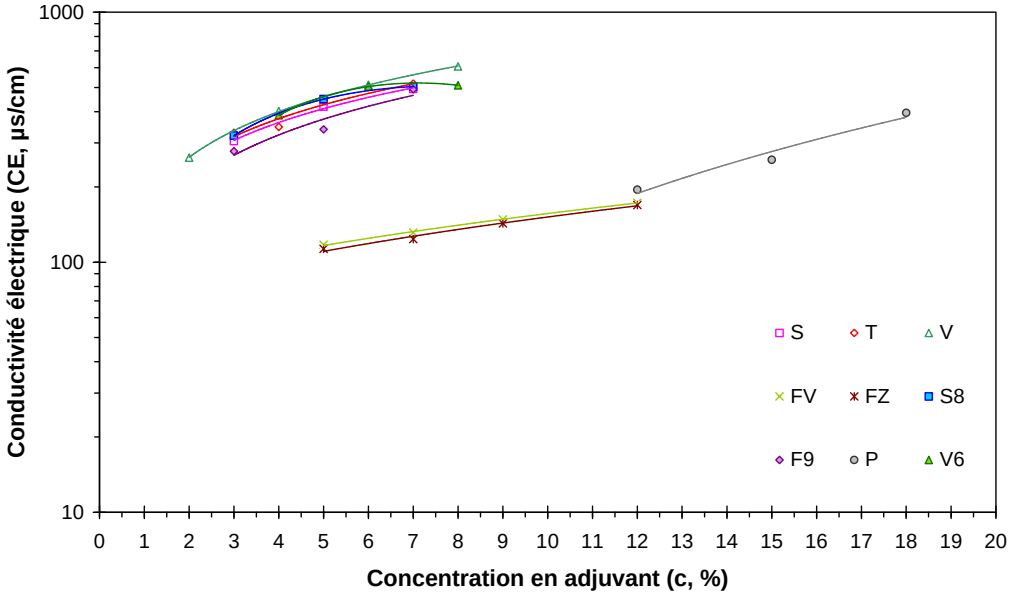


Figure 4. Evolution de la CE en fonction de la concentration en adjuvant

4. Conclusion

Ce programme de recherche permet de différencier le potentiel d'étanchéité des divers adjuvants actuellement disponibles et commercialisés sur le territoire national français en vue du traitement des sols. Parmi les résultats les plus significatifs, nous retiendrons que le potentiel d'étanchéité s'exprime en fonction de la nature minéralogique des adjuvants (pour les bentonites BCN et BCNa, la nature du cation compensateur est suffisant pour les départager), avec le classement suivant (du plus au moins performant) :

Bentonite calcique activée en sodium > bentonite calcique naturelle >> kaolinite

5. Références bibliographiques

Abu-Hassanein Z.S., Benson C.H., Wang X., Blotz L.R. (1996) Determining Bentonite Content in Soil-Bentonite Mixtures Using Electrical Conductivity. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 19, No. 1, March 1996, pp. 51-57.

BRGM (1996) Mise en œuvre de matériaux rapportés destinés au confinement des centres de stockage. Guide Technique. Rapport BRGM R 38696, 241 pages.

Calvacante Rocha J. (1996) Traitement des sols à la bentonite pour la constitution de la barrière de sécurité passive des centres de stockage. Thèse de doctorat, INSA de Lyon, 1996, 222 pages.

Didier G., Calvacante Rocha J. (1996) Définition des conditions optimales de traitement en place d'un sol perméable en vue de son imperméabilisation. Subvention n° 90012, Ministère de l'Environnement, 215 pages.

JORF (1997) Installations de stockage de déchets ménagers et assimilés. Arrêté ministériel du 9 septembre 1997 modifié. Journal Officiel de la République Française des 2 octobre 1997, 2 mars 2002 et 19 avril 2002, 16 mars 2006.

COMPORTEMENT DE SEDIMENTS MARINS GRANDE PROFONDEUR SOUS CHARGE TRIAXIALE ET OEDOMETRIQUE

DEEPWATER MARINE SEDIMENTS BEHAVIOUR UNDER A TRIAXIAL AND OEDOMETRIC LOADING

Mahdia HATTAB[1], Jean-Louis FAVRE[2], Hammad TAMMAM[2]
1 Laboratoire de Physique et Mécanique des Matériaux CNRS-UMR7554, Metz, France.
2 Laboratoire de Mécanique des Sols, Structures et Matériaux CNRS-UMR 8579, Châtenay-Malabry, France.

RÉSUMÉ – L'objectif ici est la caractérisation expérimentale du comportement d'un sédiment marin argileux sous différents chemins de chargement. L'étude essentiellement mécanique est appuyée par une approche locale, au moyen d'observation au MEB et d'analyse de la porosité au mercure. Une cimentation entre les particules est alors mise en évidence, ainsi que sa dégradation au cours du chargement.

ABSTRACT – The aim of this experimental study is to characterize the behaviour of marine clay sediment under different loading paths. This study is supplemented with a local approach of micro fabric analysis, using mercury porosimetry method and SEM observations. A cementation between particles is first highlighted, and its degradation during loading.

1. Introduction

Les sédiments marins argileux normalement consolidés grandes profondeurs ont un comportement complexe en particulier dans le domaine des faibles contraintes effectives proches de la contrainte verticale en place. La compréhension de celui ci est essentielle pour certains ouvrages grandes profondeurs comme l'ensouillage de pipe-lines, la pénétration des ancres à succion, leur comportement à l'arrachement, etc. Une analyse du comportement à différents chemins de chargement (oedométriques, isotropes, triaxial à volume constant) est proposée dans cette étude, sur une argile caractérisée par une forte limite de liquidité, provenant de sédiments marins par grande profondeur dans le Golfe de Guinée (argile *GoG*).

Les propriétés des sédiments argileux peuvent être décrits à partir de deux classes de paramètres, les paramètres d'identification liés à la nature minéralogique des particules, et représentés par les limites d'Atterberg (w_L, w_P, $I_{p,}$), et les paramètres physiques (*e* ou w_{nat}…) qui traduisent l'arrangement spatial des particules. Les particules peuvent être liées entre elles par une cimentation (colle selon J. Biarez) développée au cours du temps lors du processus de sédimentation et de consolidation. Le terme « non remaniée » désigne une argile ainsi structurée et la cimentation apparaît comme un paramètre supplémentaire influençant le comportement phénoménologique (Ng *et al*, 1995 ; Biarez *et al*, 1998). Le terme « remanié » désigne le sol dont la cimentation a été détruite par un remaniement au laboratoire. Le comportement du matériau remanié et reconstitué (à $w_{sat}=1,5\ w_L$) dépendra alors uniquement du tenseur de contrainte appliqué (Biarez et Hicher, 1994). Son étude dans les conditions normalement consolidées est fondamentale, car elle permet de déduire les propriétés

mécaniques « intrinsèques » (Burland, 1990) et de constituer ainsi un repère fixe pour l'évolution du comportement des sols en place non remaniés (Biarez et Favre, 1977). Les essais œdométriques réalisés sur ces mêmes sédiments ont permis de mettre en évidence d'une part, l'existence d'une faible cohésion qui se traduit par une "sur-consolidation apparente" (Favre et Hattab, 2006; De Gennaro *et al*, 2005) et d'autre part, l'influence de la limite de liquidité sur la compressibilité du matériau, en particulier lorsque la contrainte effective contrainte verticale est élevée (Favre et Hattab, 2008).

2. Description et propriétés de l'argile GoG

Une carotte de 17m de long a été prélevée par 700m de fond sur le *site B* au large du Golfe de Guinée. Elle a été fournie, débitée en tronçons de 1m numérotés en fonction de leur profondeur et de sous tronçons de 1 à 7 (figure 1). Le matériau apparaît comme une argile hétérogène très plastique de couleur gris foncé, saturée et comportant de nombreux débris coquillés. L'identification des fractions argileuses (de 20 à 60%) par analyses de diffraction aux rayons X (Thomas *et al*, 2005) montre qu'elle serait constituée d'environ 50% de kaolinite et de 15 à 25% de smectites. La proportion en matières organiques est de l'ordre de 6% et la teneur en carbonates est comprise entre 5 et 15%. Toutefois, l'identification des propriétés de l'argile GoG par ses limites d'Atterberg dans le diagramme (I_p-w_L), représenté en figure. 2 avec la ligne A de Casagrande et l'abaque B-F (Biarez et Favre, 1975-1977), semble faire correspondre ces sédiments à des argiles de type smectite. Hormis quelques points à I_P faible (mesurées à 8,39m 8,89m et 12,89m) qui témoignent d'une légère présence d'éléments organiques.

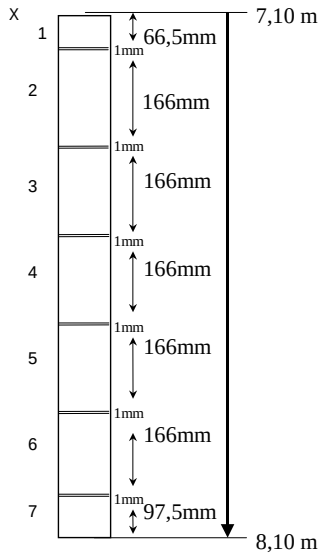


Figure 1. Carotte de l'argile GoG tronçon *[7-8]*

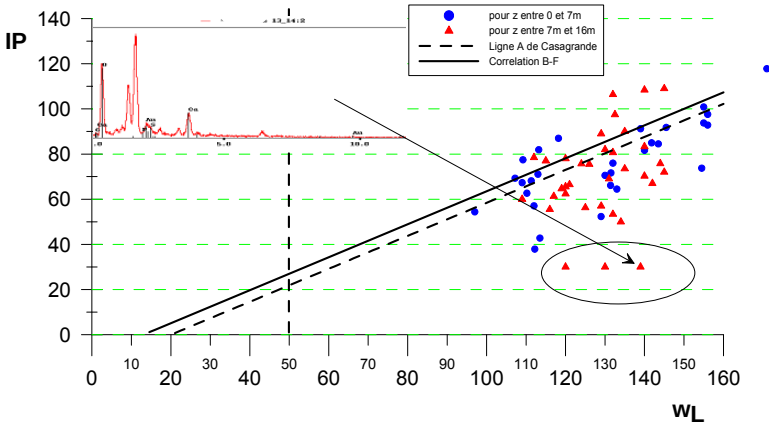


Figure 2. Propriétés de l'argile GoG dans (I_P - w_L)

Les limites de liquidité et de plasticité (w_L et w_P) représentées en fonction de la profondeur (figure 3) varient de 160% à 110% pour w_L et de 90% à 30% pour w_P. Les plus fortes limites w_L se situent dans les premières couches, pour se stabiliser autour de 120% vers 7 à 8m de profondeur. Le profil de la teneur en eau w_{nat} affiche en fi-

gure 3 de très fortes valeurs très proches de la limite de liquidité, et parfois supérieures particulièrement en surface entre 1 et 5m, avec des valeurs allant jusqu'à 180%. w_{nat} (donc le poids spécifique déjaugé γ') n'étant pas constant, σ'_v ne varie pas linéairement en fonction de la profondeur, néanmoins par effet d'intégration (lissage) la déviation par rapport à la linéarité est très faible. Le poids spécifique des grains solides, et de l'eau de mer correspondent respectivement à γ_s=26,5 kN/m^3 et γ_w=10,2 kN/m^3.

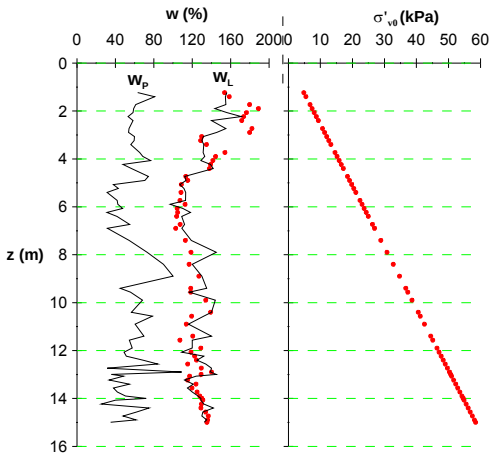


Figure 3. Profil de la teneur en eau et de la contrainte effective en place

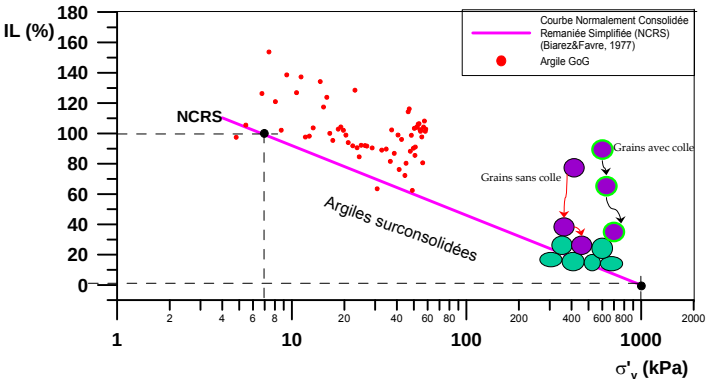


Figure 4. Variation I_L - σ'_v

Dans le plan (I_L-γ'_v) de la figure 4, où I_L est l'indice de liquidité et σ'_v la contrainte effective verticale, les sédiments de l'argile GoG représentés par leurs indices de liquidité et par les contraintes verticales effectives en place σ'_{v0} correspondantes, donnent un nuage de points situé au dessus de la droite Normalement Consolidée Remaniée Simplifiée (*NCRS*) de Biarez (Biarez et Favre, 1975-1977). Une structure avec un arrangement particulier de « grains » liés entre eux est alors mise en évidence. Le liant, qui peut être une légère cohésion de type physico-chimique, empêche les « grains » de se resserrer « normalement », comme cela pourrait être le cas pour une argile remaniée reconstituée au laboratoire. La représentation très schématique du phénomène intégrée à la figure 4, montre qu'un grain sans colle lors de la sédimentation va chercher le point géométrique où il serait le plus stable, alors qu'un grain avec colle s'arrête au premier contact, et induit un indice des vides plus grand (Biarez, 1998). Par conséquent, le sédiment semble être une argile normalement consolidée avec une légère cohésion entre les particules argileuses.

3. Comportement à différents chemins de chargement

3.1. Sur chemin œdométrique

La figure 5 représente, dans le plan (e-logσ'_v), l'abaque B&F (Biarez et Favre, 1975-1977), ainsi que le chemin œdométrique sur un échantillon du sous tronçon *[2 16-17]*, caractérisé par : σ'_{v0}=61kPa; w_L=134%; w_P=51%; e_0=3,15. La contrainte maximale appliquée est σ'_v=1050kPa soit environ 17 fois la contrainte effective en place. La courbe obtenue met en évidence un comportement de type normalement consolidé non remanié, avec apparition d'un coude vers la contrainte σ'_v=80kPa. Ce

coude qui définit une sur consolidation « apparente » mais qui n'est que le début de la destruction de la cimentation est suivi de deux tendances : la première, caractérisée dans un domaine de faible contrainte (σ'_v : 90kPa à 300kPa) par l'indice *Cc*=2,06, traduit une compressibilité associée à un processus de dégradation progressive de la cimentation entre les grains du matériau non remanié ; la deuxième traduit une compressibilité caractérisée dans un domaine à plus fortes contraintes (σ'_v>300kPa) par un paramètre *Cc* différent du premier (*Cc*=1,12) et qui concerne le matériau dont toute la cimentation entre les grains a été détruite. Cette deuxième tendance du comportement semble s'orienter vers la droite (w_L-w_P) *[2 16-17]* déterminée en prenant en compte la densité des grains solides de l'argile GoG soit γ_s/γ_w=2,60 (au lieu de 2,7 prévu dans l'abaque B&F), affichant un indice de compression plus faible comparé à B&F.

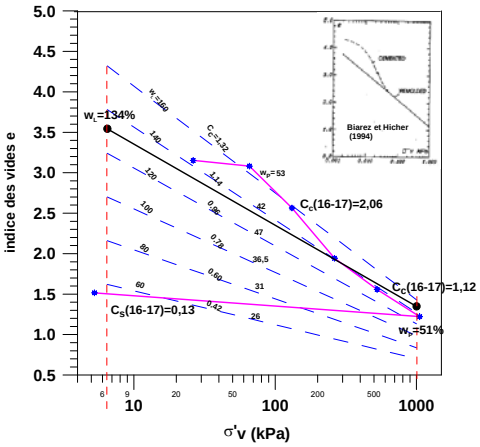


Figure 5. Chemin œdométrique

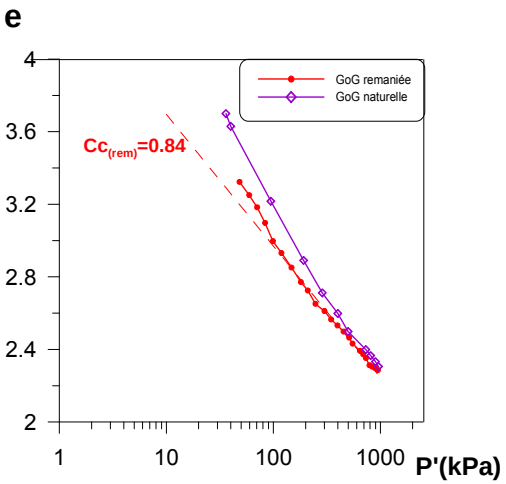


Figure 6. Chemin isotrope

3.2. Sur chemin isotrope

La figure 6 représente les résultats obtenues en chargement isotrope sur l'argile GoG remaniée et non remaniée *[2 9-10]* et *[6 9-10]* : σ'_{v0}=35kPa). Même si la courbe du sédiment non remanié se situe au dessus de celle du sédiment remanié, les deux courbes restent très proches et la sous consolidation mise en évidence clairement sur chemin œdométrique est quasi-inexistante sur chemin isotrope. En fortes contraintes (p'>500 kPa) l'état non remanié rejoint l'état remanié.

3.3. Sur chemin triaxial à volume constant

Les essais triaxiaux sont réalisés à volume constant sur des échantillons du sédiment non remanié de dimensions h_0/d_0=53mm/35mm=1,5. La figure 7 montre les évolutions du déviateur et de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale. Deux domaines de contrainte de consolidation sont considérés ici, le domaine à faibles contraintes (proche de la contrainte effective en place) et le domaine à moyennes contraintes (< 200 kPa). La présence d'un pic, dans le plan (q-ε_1), en particulier pour les courbes du domaine à faibles contraintes, montre qu'une cohésion persiste en fin chargement isotrope, et la déstructuration continue lors du chargement triaxial (le sédiment étant initialement normalement consolidé). Dans le plan (q-p') de la figure 8, les courbes obtenues dans le domaine des faibles contraintes

permettent de caractériser d'une part, l'angle de frottement au pic (rupture) ϕ'_{pic}=27° et la cohésion c=10 kPa, et d'autre part l'angle de frottement à la plasticité parfaite (état critique) ϕ'=34° plus difficile à obtenir. Cet angle apparaît trop grand pour un matériau argileux, des essais en chargement drainés ou non drainés sur le sédiment remanié permettraient d'identifier et mieux préciser la valeur de ϕ'.

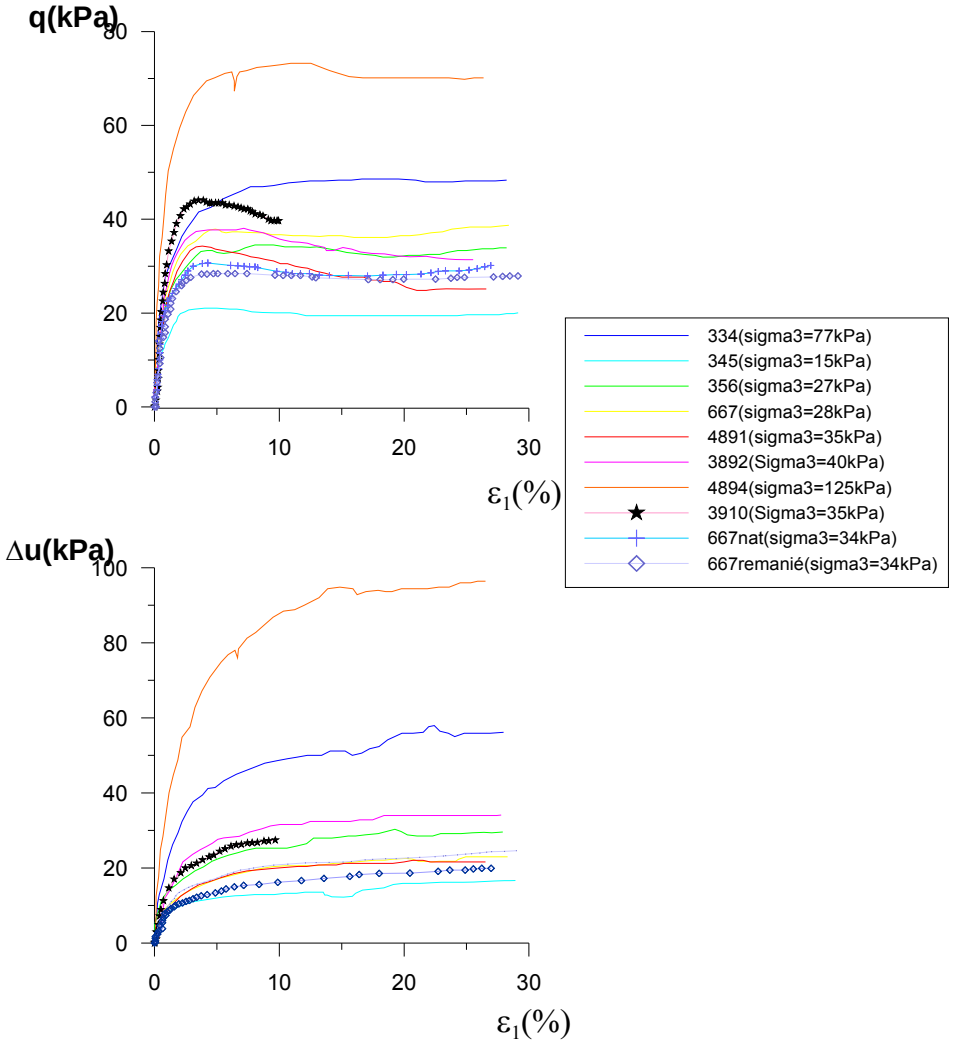


Figure 7. Chargement sur chemins non drainés

4. Analyses de la micro-texture

Les essais de porosimètrie au mercure (figure 10) ont été réalisés sur un échantillon d'argile intacte *[6 9-10]*, deux échantillons après chargement œdométrique à σ'_v=1000kPa, *[2 9-10]* remanié et *[5 9-10]* intact), ainsi que sur deux échantillons après chargement isotrope, *[2 9-10]* remanié et *[6 9-10]* intact. A l'état initial on note une porosité particulièrement importante avec un diamètre d'accès moyen *D=1µm. U*ne zone de plus petite porosité se distingue également vers un diamètre d'accès de *D=0,06µm.*

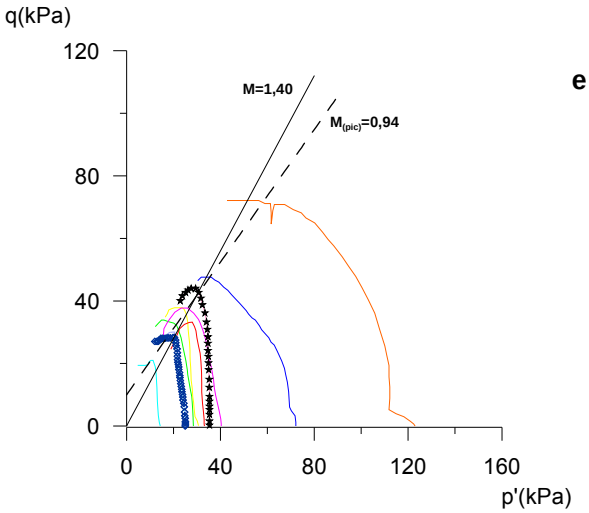


Figure 8. Résultats dans (q-p')

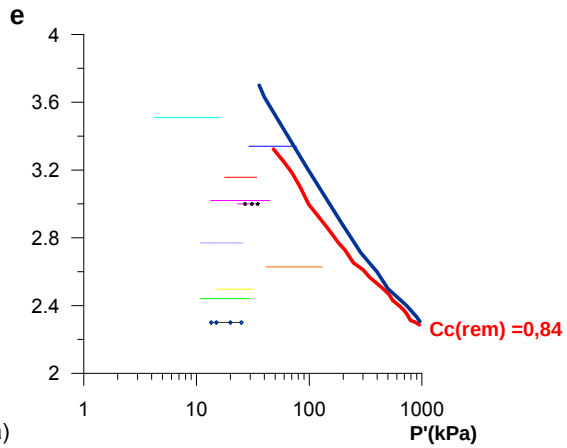
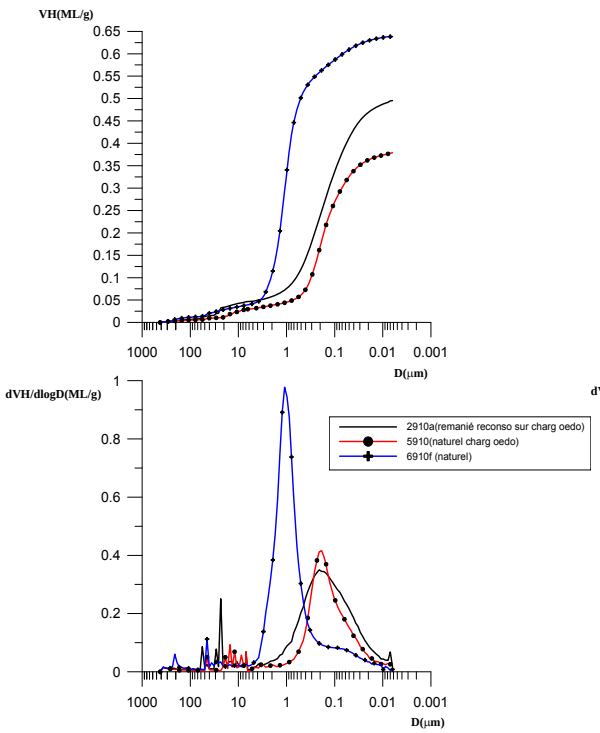
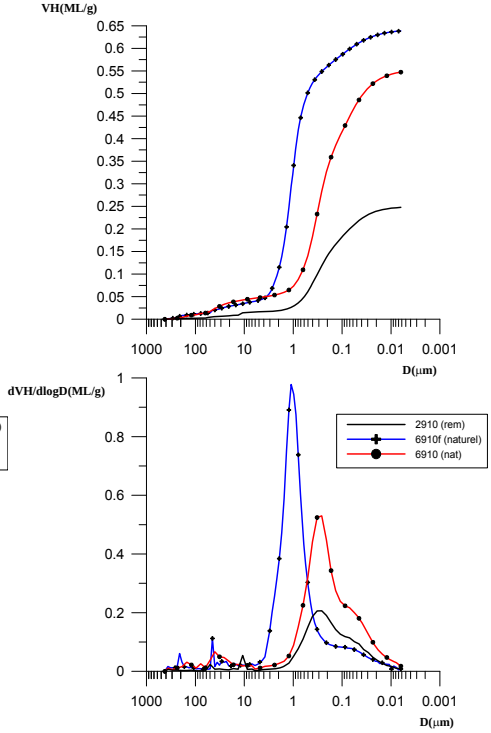


Figure 9. Résultats dans (e-logp')





(a) Après chargement œdométrique (b) Après chargement isotrope

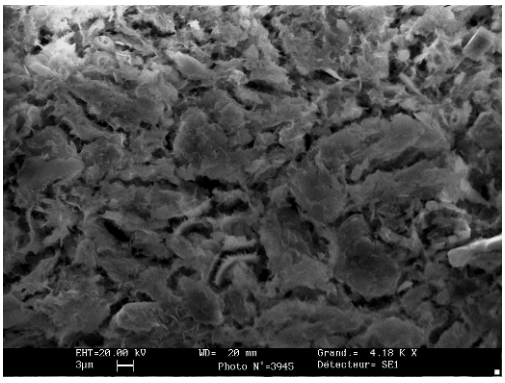
Figure 10. Analyse de la porosité au porosimètre de mercure

Après chargement œdométrique, sur l'argile naturelle *[5 9-10],* les macro pores dans l'intervalle *D*=[3μm-1μm] ont totalement disparu laissant place à des pores plus petits (diamètre d'accès *D=0,2*μm) et une réduction significative de la porosité globale.

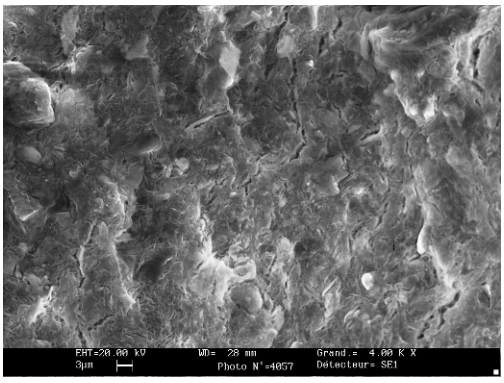
Ce diamètre d'accès moyen est identique à celui obtenu dans l'argile remaniée *[2 9-10].* Ceci conforte le fait qu'au niveau local également, sous chargement œdométrique et à fortes contraintes, l'état non remanié rejoint l'état remanié. Les macro pores ont totalement disparu après chargement isotrope (p'=1000 kPa) également, le diamètre des pores se situe autour de *D=0,3*μm. Cette valeur est également obtenue dans l'argile remaniée, même si dans ce cas au niveau de la courbe cumulée le vo-

lume d'intrusion est beaucoup plus faible. En revanche, la microporosité observée dans l'argile naturelle (*D=0,06μm*) est toujours présente après chargement isotrope.

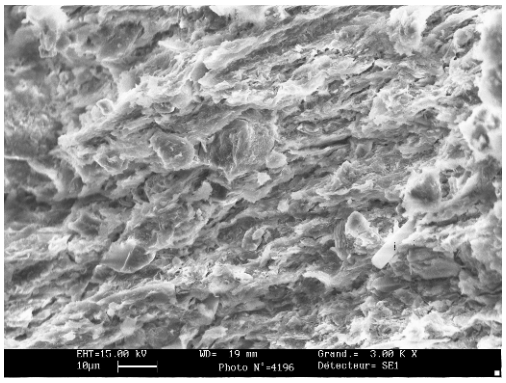
5. Observation au MEB



(a) argile naturelle



(b) argile après chargement œdométrique σ'_v=1000kPa



(c) argile remaniée après chargement œdométrique σ'_v=1000kPa

Figure 11. Observations au MEB

La figure 11 montre les photos MEB de l'argile GoG naturelle (a) et après chargement œdométrique de l'argile naturelle (b) et de l'argile remaniée (c). L'argile naturelle présente une grande porosité sous forme de nombreux sillons à travers des assemblages de particules d'argile en paquets (agrégats). Le chargement œdométrique provoque un serrage de ces sillons et une structure très compacte. Sur l'argile remaniée, les particules d'argile semblent se structurer avec une orientation privilégiée suivant le plan vertical.

4. Conclusions

Les sédiments marins grande profondeur analysés apparaissent comme une argile hétérogène très plastique type smectite, avec une structure de « grains » liés entre eux par une cimentation. Cette cimentation est mise en évidence sur le chemin œdométrique où l'on voit apparaître un pic, la courbe s'adoucie ensuite, le charge-

ment provoquant une déstructuration progressive du matériau jusqu'à atteindre l'état du sédiment remanié. Cette déstructuration se semble pas s'effectuer totalement sur chemin isotrope même après un chargement p'_0=1000 kPa, elle continue sur chemin triaxial classique (non drainé) où l'on voit apparaître un pic dans le plan (q-ε_1) particulièrement prononcé dans le domaine des faibles contraintes de consolidation.

Les essais de porosimétrie au mercure montrent qu'au niveau local la même valeur de diamètre moyen des pores est atteinte, sous chargement œdométrique et sous chargement isotrope dans l'échantillon remanié et non remanié. En revanche, les photos au MEB mettent en évidence deux structures différentes après chargement œdométrique suivant que l'argile au départ ait été remaniée ou pas.

5. Remerciements

Les auteurs remercient la société Fugro-France qui a mis à leur disposition les 17 tronçons de la carotte Stacor du site B, ainsi que le CLAROM dans le cadre duquel s'est faite cette étude et qui l'a financée, et plus spécialement MM. Meunier, Nauroy et Puech pour les échanges scientifiques avec eux.

6. Références bibliographiques

Biarez, J. & J.L. Favre (1975) Parameters filing and statistical analysis of data in soils mechanics. Proc. 2 Int. Conf. Appl. Stat. Prob., Vol. 2, p 249, Aix la Chapelle.

Biarez, J. & J.L. Favre (1977) Statistical estimation and extrapolation from observations. Rapport à la Session Spec. N°6, C.R. du 9ème congrès Int. Méc. Sols Trav. Fond, Vol.3, p505, Tokyo.

Biarez, J. & P.Y. Hicher (1994). " Elementary mechanics of soils behaviour. Saturated remoulded soils ". A.A.Balkema / Rotterdam / Brookfield /

Biarez, J., T. Fayad, S. Taillez, A. Gomes Correia, E. Flavigny, D. Branque (1998) Argiles et craies du tunnel sous la manche – grains sans et avec colle. 2nd International Conference on Hard Soil and Soft Rocks. Balkema, Vol. 1, pp 437-445. Napoli.

Burland, J.B (1990). *" On the compressibility and shear strength of natural clays ".* Géotechnique, Vol 40 N°.3, pp329-378.

De Gennaro, V., A. Puech, P. Delage (2005) On the compressibility of deepwater sediments of the Gulf of Guinea. Proc. Int. Symp. On frontiers in Offshore Geotechnics, Perth, Autralia

Favre, J.L. & M. Hattab (2006) propriétés des argiles marines de grande profondeur. Revue Française de Geotechnique N°116 pp 3-13

Favre J-L. Hattab. M. (2008) Analysis of "Biarez-Favre" and "Burland" models of the compressibility of remoulded clays. Comptes Rendus Géoscience in press

NG, C., M. Bolton, G. Dasari (1995) The small strain stiffness of a carbonate stiff clay. Soils and Foundations Vol.35, N°4 pp 109-114

Thomas, F., Rebours, B., Nauroy, J-F., Meunier, J. (2005) Mineralogical characteristics of Gulf of Guinea deepwater sediments. Frontiers in offshore Geotechnics ISFOG 2005, proc. Int. Symp., perth, 19-21 sept 2005. Rotterdam, Balkema.

INVESTIGATION GEOPHYSIQUE POUR CARACTERISER L'ENDOMMAGEMENT AUTOUR D'OUVRAGES SOUTERRAINS

EXCAVATIONS DAMAGED ZONE INVESTIGATION BY GEOPHYSICAL METHOD

Olivier MAGNIN[1], Philippe COTE[2], Donatienne LEPAROUX[2],
Karim BEN SLIMANE[3], Justo CABRERA-NUNEZ[3]
1 TerraSeis, Grenoble, France
2 Laboratoire Central des Ponts et Chaussées - LCPC, Nantes, France
3 Institut de Radioprotection et de Sureté Nucléaire - IRSN, Fontenay-aux-Roses, France

RÉSUMÉ – La mise au point de méthodes, non destructives, d'investigation des massifs rocheux autour d'excavations souterraines dans l'objectif de suivre l'évolution de leurs propriétés est un enjeu important. Cet article décrit la mise en œuvre de méthodes innovantes pour caractériser l'EDZ autour des ouvrages de la station expérimentale de Tournemire (Aveyron, France) dans un massif argileux.

ABSTRACT – The development of non destrutive methods in order to investigate the rock mass around underground opening in the objective of monitoring the evolution of their properties is an important challenge. This paper describes the implementation of geophysical methods to characterize the damaged zone around the galleries of the experimental platform of Tournemire (Aveyron, France) in an argillaceous medium.

1. Introduction

La réalisation d'une excavation souterraine au sein d'un massif rocheux peut engendrer des modifications du champ de contraintes ainsi que des pressions interstitielles, pouvant conduire à l'apparition de zones du massif fortement sollicitées autour des ouvrages. L'extension et l'intensité de ces zones peuvent évoluer dans le temps en fonction de sollicitations hydriques engendrées par la ventilation des ouvrages (figure 1).

Ces perturbations peuvent dans certains cas s'avérer très défavorables et avoir un impact sur les caractéristiques de la roche jusqu'à faire apparaître des risques tels que :

- la rupture locale ou globale d'ouvrages souterrains (ruptures de piliers ou de bancs entre couches, par exemple, pour les mines et carrières souterraines) susceptible de remettre en cause la sécurité de l'exploitation ou des enjeux en surface ;
- l'apparition d'une zone endommagée (EDZ, Excavated Damaged Zone), pour les stockages géologiques, susceptible de dégrader les propriétés de confinement de la roche par la création de chemins préférentiels permettant d'accélérer le transfert des radionucléides vers la surface biosphère.

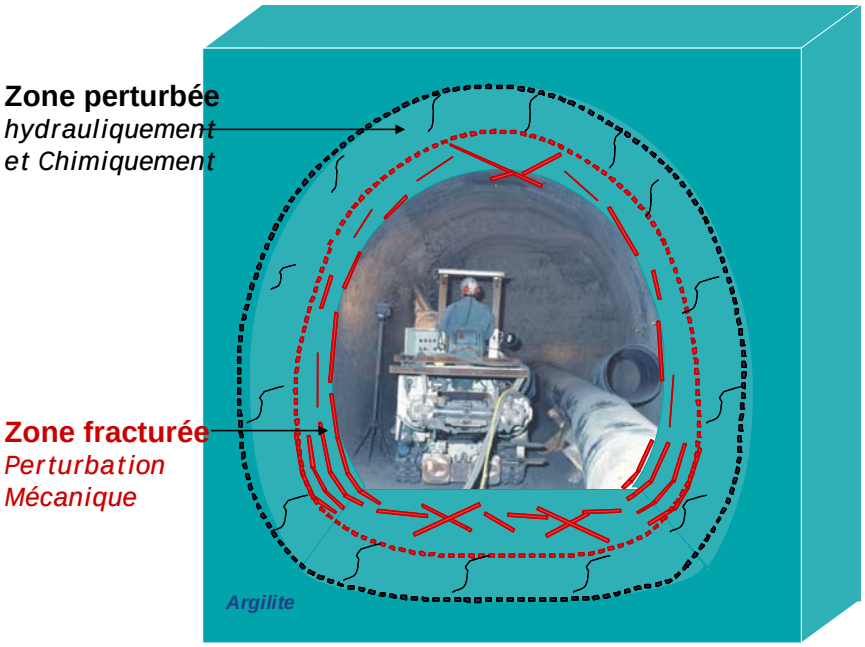


Figure 1 : Perturbation engendrée par le creusement d'une excavation

L'origine de ces manifestations autour des ouvrages souterrains peut être complexe et faire appel à des mécanismes étroitement couplés, s'influençant mutuellement. Il faut généralement faire appel à la modélisation numérique pour, d'une part, comprendre la phénoménologie engendrant les ruptures autour des excavations et, d'autres part, prédire leur évolution sur le long terme. C'est un point particulièrement important pour l'établissement des cartes d'aléa « mouvement de terrain », dans le cadre des plans de prévention du risque minier, et pour les analyses de sûreté des stockages géologiques de déchets radioactifs.

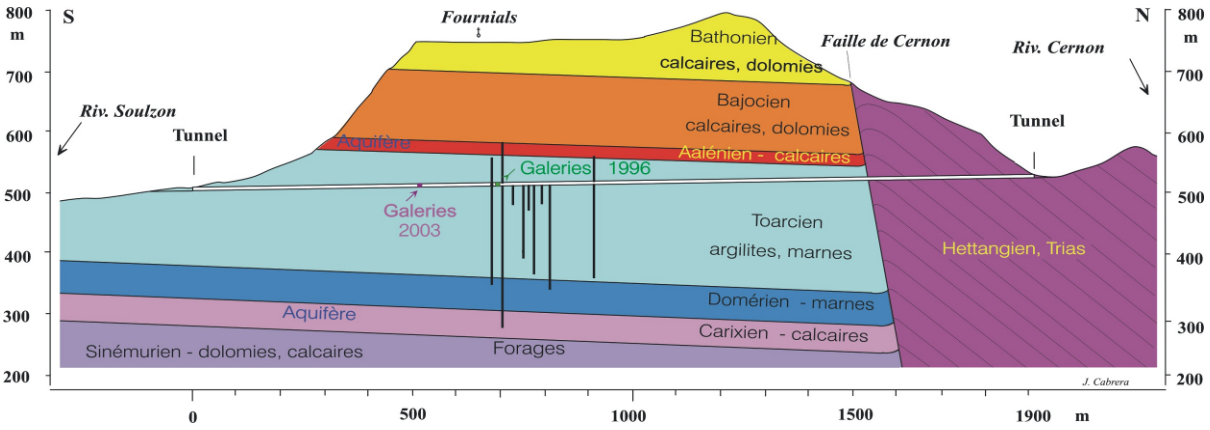


Figure 2 : Coupe géologique du site de Tournemire (Aveyron)

L'utilisation de la simulation numérique implique l'acquisition de données fiables, dans différentes configurations, afin de valider et de qualifier les modèles. Une des données importantes concerne la caractérisation de l'extension et de l'intensité de la zone endommagée, ainsi que son évolution dans le temps. Pour cela, il est essentiel de disposer d'une méthode non destructive et facile à mettre en œuvre.

L'IRSN mène depuis plus une quinzaine d'année des programmes dans la station expérimentale de Tournemire (Aveyron) afin de maintenir et de développer sa capacité d'expertise sur la faisabilité et la sûreté à long terme d'un stockage géologique[1]. La formation argileuse de Tournemire est constituée d'une épaisse couche argileuse fortement induré (argilite), située entre deux aquifères calcaires (figure 2). Un ancien tunnel ferroviaire, creusé il y a plus d'une centaine d'année, traverse cette couche et facilite l'accès au milieu argileux.

Plusieurs galeries en été creusées en 1996 et 2003 à partir du tunnel (figures 3 et 4) afin d'explorer la couche et de mener des programmes expérimentaux. Au cours de ces dernières années un programme important a été mis en œuvre pour caractériser la zone endommagée (EDZ) autour des ouvrages de cette station expérimentale ainsi que pour en comprendre les mécanismes à l'origine.

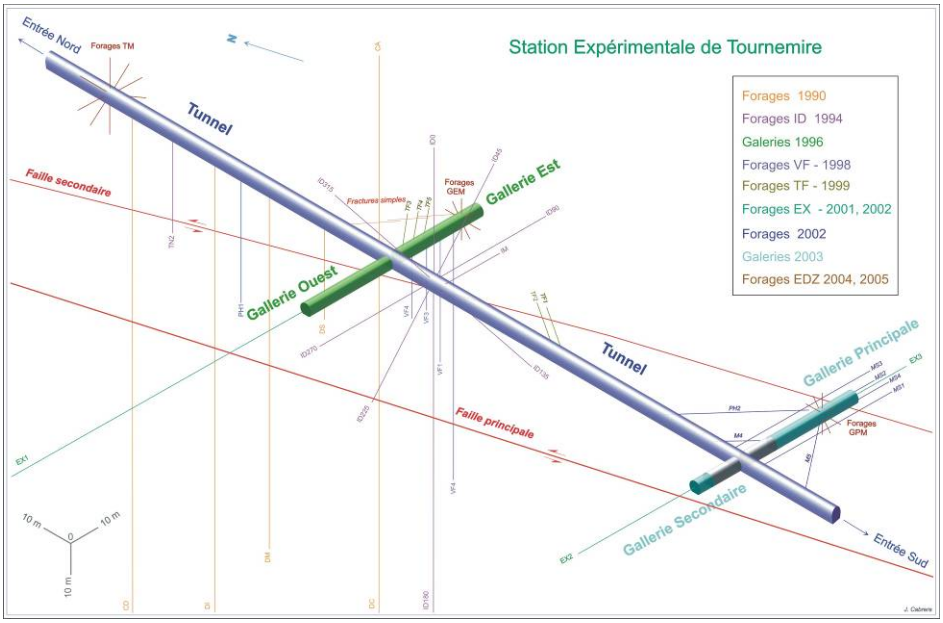


Figure 3 : Architecture de la station expérimentale de Tournemire

C'est dans cet objectif que TerraSeis, le LCPC et l'IRSN ont mis au point un protocole expérimental pour étudier la faisabilité de méthodes géophysiques d'investigation de l'EDZ à partir du parement ou du radier des galeries, avec ou sans présence d'un revêtement, dans les galeries expérimentales de l'IRSN associées à l'ancien tunnel ferroviaire de Tournemire. Huit campagnes d'acquisition de données ont été réalisées, en octobre 2006 et 2007, pour déterminer les apports croisés des méthodes de sismique réfraction Très Haute Résolution, et d'analyses des courbes de dispersion des vitesses de phases des ondes de surface.

2. Méthode de sismique réfraction Très Haute Résolution

La méthode mise en œuvre est dérivée de la méthode sismique réfraction habituellement utilisée en reconnaissance de subsurface appliquée au Génie Civil.

[1] L'Agence nationale pour la gestion des déchets radioactifs, dans le cadre de la loi 2006-739 du 28 juin 2006, doit déposer en 2015 un dossier de demande d'autorisation pour la construction d'un stockage en formation géologique profonde en Meuse/Haute-Marne.

L'évolution des matériels a permis d'envisager depuis la fin des années 1990, de travailler à des fréquences de plusieurs kHz, proche des domaines fréquentiels dans lesquels travaillent les acousticiens. La chaîne d'acquisition du LCPC est constituée de capteurs de type accélérométriques, associés à un analyseur de transitoire à 32 voies différentielles synchrones à 1.2MHz par voie.

Figure 4 : Mise en place d'un dispositif de mesure parallèle à la fracturation

Afin de vérifier l'impact de la fracturation observée en radier de galerie, sur les résultats de l'interprétation de la méthode sismique réfraction, les campagnes de mesures ont été réalisées à l'aide de deux dispositifs placés respectivement parallèlement et perpendiculairement à cette fissuration. Chaque dispositif était constitué de 30 capteurs espacés de 10 cm sur une longueur totale de 2.9 m, avec 8 tirs (figure 4). Comme le montrent les courbes de temps d'arrivée de l'onde sismique aux différents capteurs (dromochroniques) pour les tirs effectués en bout de dispositif, présentées sur la figure 5, les résultats sont fondamentalement différents, avec des temps d'arrivée aux différents capteurs beaucoup plus longs dans le cas du dispositif perpendiculaire à la fissuration. La différence de temps d'arrivée du front d'ondes en bout de dispositif est de 600 microsecondes. Ce retard est lié à la présence de la fissuration qui vient perturber la propagation du front d'onde.

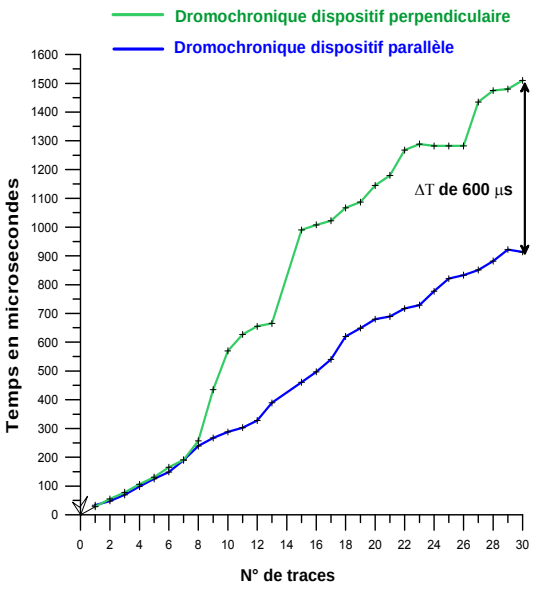


Figure 5 : Comparaison dromochroniques des tirs en bout

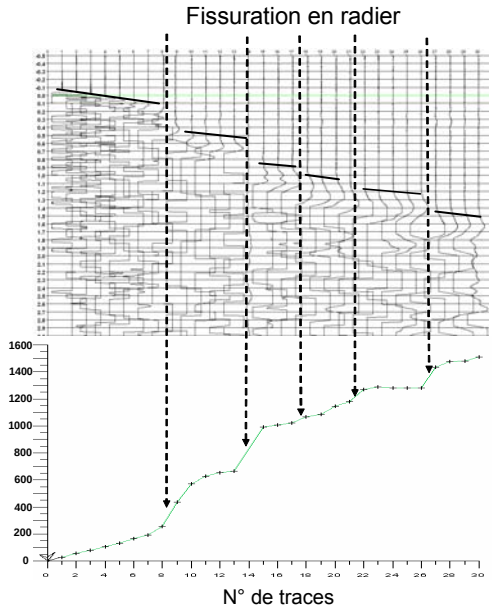


Figure 6 : Relation directe entre fissuration et retard

La figure 6 illustre, pour le tir en bout 1 du profil perpendiculaire, la relation directe entre les retards observés dans la transmission du front d'onde, et la présence des fractures observées au niveau du radier de la galerie.

L'interprétation des dromochroniques s'est effectuée en appliquant la méthode du « Plus-Minus » qui permet d'une part de caractériser l'évolution de la zone endommagée au droit de chacun des capteurs (courbe du « Plus » ou délais), et d'autre part de suivre l'évolution de la vitesse du rocher sain au droit du dispositif (courbe du « Minus »). Les coupes interprétatives obtenues pour les deux dispositifs sont très différentes.

Le dispositif orienté parallèlement se caractérise par des dromochroniques peu perturbées dont l'interprétation donne une épaisseur d'EDZ faible d'environ 40 cm. Cela est confirmé par l'analyse des carottes, on observe en effet sur quelques décimètres l'ouverture de fissures de désaturation dans le sens de la stratigraphie. A contrario, le dispositif orienté perpendiculairement présente des dromochroniques en « baïonnettes » très perturbées correspondant à une épaisseur plus importante estimée à 80 cm.

Cette différence d'interprétation pourrait s'expliquer par le modèle présenté sur la figure 7. Une EDZ caractérisée par des vitesses sismiques plus lentes, observées sur 40 cm, associées à un réseau de fracture d'espacement compris entre 50 cm et 1 m, et d'extension comprise entre 30 et 80 cm.

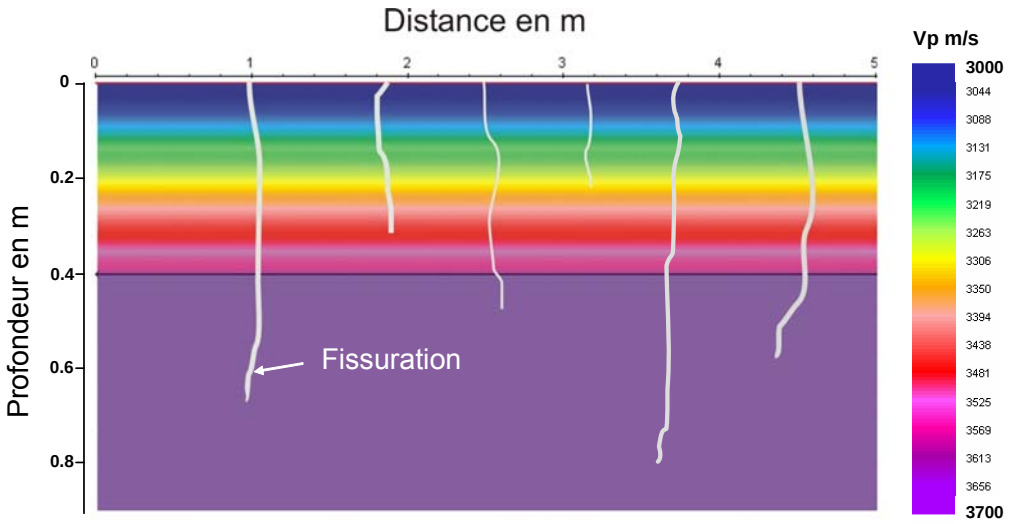


Figure 7 : Modèle d'EDZ proposé au vu des résultats de la sismique réfraction THR

3. Analyse de la dispersion des ondes de surface

Parallèlement aux mesures réalisées en sismique réfraction, la faisabilité expérimentale de la méthode MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves), basée sur l'analyse de la dispersion des ondes sismique de surface, a été étudiée. L'objectif de l'utilisation des ondes de surface pour l'évaluation de l'EDZ est double :

- la méthode MASW permet d'évaluer la vitesse des ondes S en fonction de la profondeur en s'appuyant sur les vitesses d'ondes P identifiées en sismique réfraction. Elle est alors complémentaire de la sismique réfraction.
- l'étude de faisabilité permettra de définir la possibilité de réaliser ces mesures sur un radier avec un revêtement de béton.

Les ondes de surface montrent une amplitude dominant celle des ondes de volume sur les enregistrements sismiques et ne nécessitent donc pas de source très énergétique. Par ailleurs, l'épaisseur du milieu sur laquelle elles se propagent dépend de la longueur d'onde, donc de la fréquence émise. Ainsi, en milieu stratifié plan, les ondes de surface ont la particularité de se propager avec une vitesse de phase dispersive. L'information sur la vitesse de phase en fonction de la fréquence peut alors être inversée en profil de vitesse d'ondes S en fonction de la profondeur (Bodet et al, 2005), sous l'hypothèse d'une vitesse des ondes P, de la densité et du coefficient de Poisson. Basée sur ce principe, la méthode MASW consiste à enregistrer les arrivées sismiques en Ondes de Surface sur une série de récepteurs alignés à la source, de façon régulière (figure 8). A partir de ce type de mesure appelé tir sismique, la vitesse de phase (courbe de dispersion) des données est évaluée par le calcul du diagramme de dispersion (transformation P-ω, (Park et al., 1998)) visualisés figure 10 et décrits avec les résultats. La géométrie du dispositif de mesure, c'est-à-dire le pas d'échantillonnage spatial et la longueur du profil sont déterminés en fonction de la gamme de longueurs d'ondes du signal enregistré, elle même définie en fonction de la profondeur d'investigation recherchée (Bodet et al, 2005).

Figure 8 : photographie d'une partie du dispositif de mesures et de la source vibro-acoustique

Trois types d'enregistrements ont été effectués sur le radier de la galerie principale, de la station expérimentale de Tournemire (figure 3 et 8), et comportant un revêtement de béton. Le premier type de dispositif contient 30 récepteurs (accéléromètres de bande passante comprise entre 0,1KHz et 4,8 KHz à 10% de l'amplitude maximale) espacés de 20 cm, soit une longueur totale de 6m et la source est une chute de poids (source marteau). Le deuxième type de dispositif contient 93 géophones espacés de 10 cm, soit une longueur totale de 9,2 m et la source est également une source marteau. Le troisième type de dispositif possède la même configuration de récepteurs que le précédent mais la source est une source vibroacoustique générant un sweep, c'est à dire une sinusoïde de fréquence progressivement croissante sur une durée de 3,5 sec (figure 8).

La figure 9 présente l'enregistrement du tir sismique selon le deuxième type d'acquisition. On remarque une cohérence globale des arrivées en ondes de surface mais également deux zones atténuées : une première atténuation en début de profil au

niveau des récepteurs situés entre 50 cm et 80 cm du premier géophone et une deuxième zone atténuée entre 5 m et 6 m. Elles peuvent être dues à la présence de fractures. Au niveau des récepteurs précédant la position à 5 m et pour les temps d'arrivées les plus tardifs, on remarque une réflexion des ondes de surface qui peut s'expliquer par cette même fracturation. Au niveau des premiers temps d'arrivées, les enregistrements sont très hautes fréquences et peuvent correspondre à la propagation dans le revêtement en béton.

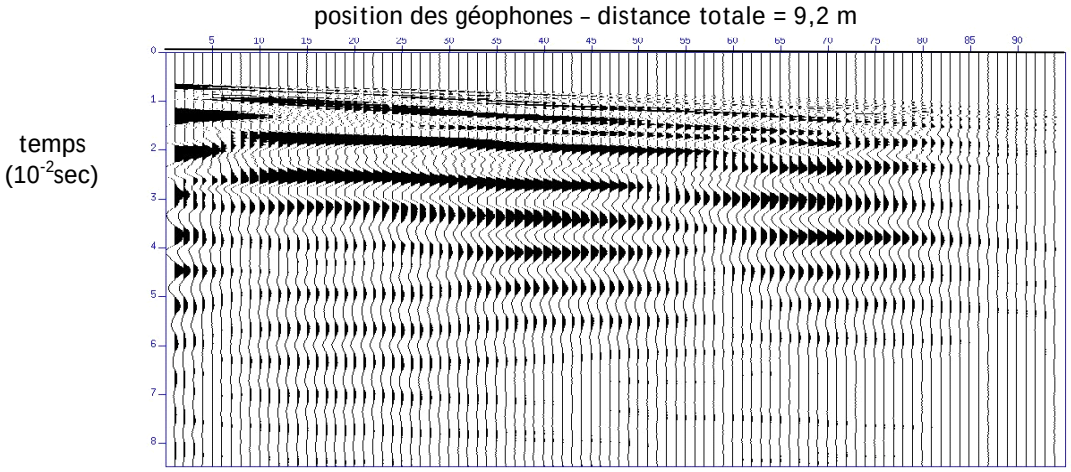


Figure 9 : enregistrement sismique sur un dispositif long avec une source marteau (dispositif de type 2)

La figure 10 présente les diagrammes de dispersion obtenus à partir de chacun des trois types de dispositif. Le diagramme en figure 10-a correspond au dispositif court réalisé à l'aide de la source marteau. Le diagramme en figure 10-b à été obtenu à partir de la source marteau également mais sur un dispositif long. On remarque une amélioration de la résolution en vitesse sur les basses fréquences. Le dispositif long permet de mieux distinguer la dispersion vers des fortes vitesses à basses fréquences. On remarque également l'apparition de modes supérieurs sur la gamme des hautes fréquences. Ceux-ci étaient confondus dans un mode effectif dans le cas du dispositif court. Enfin, le diagramme présenté en figure 10-c a été obtenu à partir d'un dispositif long et d'une source vibro-acoustique. On distingue encore une amélioration de la définition de la vitesse de phase, notamment sur les basses fréquences où les différents modes deviennent clairement distincts.

Les premières mesures montrent une amélioration de l'information pour un dispositif long et une source vibro-acoustique. La dispersion des basses fréquences vers des vitesses supérieures tend à montrer que la propagation se fait dans les milieux sous-jacents le revêtement de béton.

On observe par ailleurs, une similarité de comportement pour cette bande fréquentielle (350 – 500 Hz) avec les courbes de dispersion issues de mesures réalisées en radier non revêtu dans une galerie voisine. Ceci confirme que l'exploration du massif est envisageable grâce aux ondes de surface au travers du revêtement béton (bien entendu, seulement si ce dernier est en contact mécanique avec le rocher).

La courbe de dispersion obtenue par la source vibro-acoustique et le dispositif long permet d'identifier plus sereinement les différents modes de propagation, elle pourra être inversée en profil de vitesse d'ondes S en fonction de la profondeur. Les résultats de la sismique réfraction (réalisés sur milieu similaire non revêtu) permettront de définir la vitesse des ondes P pour caler le processus inverse. .

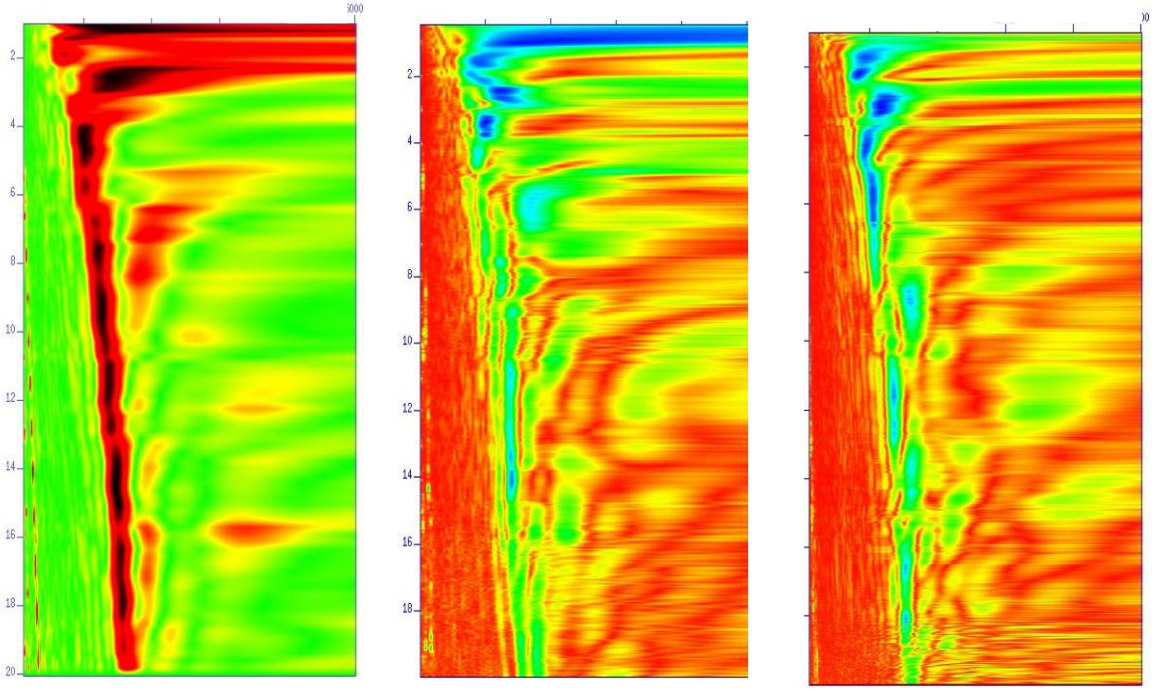


Figure 10 : Diagrammes de dispersion obtenus à partir des dispositifs :
a) de type 1 (dispositif de 6m et source marteau), b) de type 2 (dispositif de 9,3 m et source marteau), c) de type 3 (dispositif de 9,3 m et source vibroacoustique).

4. Conclusion

La station expérimentale de Tournemire constitue un lieu très propice à la définition et aux tests d'investigations géophysiques particulières destinées à l'imagerie du proche environnement de galeries. Dans ce cadre, l'interprétation détaillée de profils de sismique réfraction très haute résolution a conduit à la définition d'un modèle géologique décrivant et dimensionnant l'endommagement au radier en galerie nue. Parallèlement, les tests en ondes de surface ont permis de mettre en évidence la possible exploration du massif rocheux endommagé sous un revêtement béton. L'apport d'un vibrateur qui permet de contrôler la bande spectrale semble important pour l'identification correcte des modes qui conduira à l'inversion maîtrisée de ces ondes.

5. Références bibliographiques

Bodet L., Van Wijk K., Bitri A., Abraham O., Grandjean G., Côte Ph., Leparoux D., 2005, Surface wave dispersion inversion when the 1D assumption breaks down, *Journal of Environmental and Engineering Geophysics:* Vol. 10, No. 2, pp. 151–162

Palmer D., 1986, Refraction seismics, Geophysical Press, 13

Park, C.B., Miller, R.D., Xia, J., 1998, Imaging dispersion curves of surface waves on multi-channel record. Soc. Exploration Geophys., New Orleans, Louisiana, USA.

Rejeb A., Ben Slimane K., Cabrera J., Matray J.M., Savoye S. (2008)

Hydro-mechanical response of the Tournemire argillite to the underground openings excavation: unsaturated zones and mine-by-test experiment, Accepté à GeoProc 2008, 3 nd International Conference on coupled THMC processes in geosystems and engineering, June, 2-6, 2008, Lille, France.

ANALYSE MICROSCOPIQUE DES MECANISMES DE DESSICCATION ET DE GONFLEMENT DES SOLS ARGILEUX

MICROSCOPIC ANALYSIS OF SHRINKAGE AND SWELLING MECHANISMS IN CLAYEY SOILS

Tatiana MAISON[1, 2], Farid LAOUAFA[1], Jean-Marie FLEUREAU[2]
1 INERIS – Parc Technologique ALATA, BP 2, 60550 Verneuil-en-Halatte, France.
tatiana.maison@ineris.fr, farid.laouafa@ineris.fr
2 Laboratoire MSSMat, UMR CNRS 8579, Ecole Centrale Paris, Grande Voie des Vignes, 92295 Châtenay-Malabry cedex, jean-marie.fleureau@ecp.fr

RÉSUMÉ – L'article présente quelques analyses menées sur une argile : la montmorillonite grecque. Elles ont été réalisées à l'aide d'un Microscope Electronique à Balayage Environnemental (MEBE). Dans ce dernier, on a imposé un cycle d'humidification-séchage et parallèlement un séchage à l'air libre sur une galette d'argile. Les premières observations semblent montrer une certaine réversibilité du gonflement. Toutefois une « pseudo-précipitation » de petits grains s'est initiée. Les formes géométriques des galettes d'argile ne semblent pas présenter d'influence sur le comportement au séchage à l'air libre de l'argile.

ABSTRACT – The paper presents some analyses performed on a Greek montmorillonite clay. They were done within an Environmental Scanning Electron Microscope (ESEM) by imposing a cycle of wetting-drying and, at the same time, a free air drying on a pancake of clay. The first observations show a quasi-reversibility of the swelling but with precipitation of clay small grains. The forms of the pancakes do not seem to present any influence on the clay behaviour under free air drying.

1. Introduction

Le réchauffement climatique, reconnu par une grande partie de la communauté scientifique, peut induire des périodes de sécheresse dans les régions tempérées à équatoriales. Cette sécheresse a engendré ces dernières années des conséquences de grande ampleur sur les sols argileux. Ces sols ont la particularité de se dilater (gonflement) et se contracter (retrait) selon l'évolution de la teneur en eau, dépendante, entre autres, de la pluviométrie, de l'hygrométrie et de la température. Ces phénomènes de retrait/gonflement se traduisent par deux conséquences majeures : la modification des propriétés physiques du sol et les déformations induisant des tassements différentiels.

L'amélioration de la connaissance des mécanismes physico-chimiques mis en jeu à l'échelle locale lors du retrait et du gonflement des matériaux argileux est une étape incontournable pour la caractérisation de la sensibilité de ces sols et de leur prédisposition vis-à-vis du phénomène de retrait/gonflement.

Dans ce cadre, des premiers travaux sont menés sur une argile naturelle homogène : la montmorillonite grecque. Son homogénéité et sa caractérisation physico-chimique connue permettent de la considérer dans cette étude comme une argile modèle. Elle est étudiée sous deux formes structurales : sous forme de poudre et

sous forme de pâte. Dans le premier cas, la poudre a été observée à l'aide d'un Microscope Electronique à Balayage Environnemental (MEBE), tout en lui appliquant des cycles d'humidification/séchage dans une ambiance à humidité contrôlée. Parallèlement, la pâte, préparée sous forme de galette, est séchée à l'air libre. Le MEBE est un outil intéressant au regard de son échelle d'analyse qui permet l'observation de l'argile à l'échelle du micron. On peut ainsi analyser le gonflement et le retrait des grains et l'influence de la teneur en eau sur leur comportement. Les premières observations montrent une répartition progressive de l'eau sous forme de ménisques entre les grains. Les déformations engendrées par le gonflement présentent une certaine anisotropie et semblent être quasi-réversibles après séchage. Pour les galettes d'argile, le retrait s'est révélé hétérogène, révélant des phénomènes de voilement et de torsion.

2. Exemple de la montmorillonite grecque

L'argile étudiée provient des dépôts d'Ankeria, situés dans l'île de Milos, dans l'archipel des Cyclades, au sud de la mer Egée. Géologiquement, cette île fait partie de la partie Sud-Ouest de l'arc volcanique égéen, qui a été créé à partir de la subduction de la plaque africaine sous la marge déformée de la plaque eurasiatique (Christidis et Dunham, 1993). La montmorillonite grecque, qui est utilisée dans nos analyses, a été prélevée dans la partie Nord-Est de l'île de Milos. Il s'agit d'une montmorillonite calcique naturelle dont les caractéristiques géotechniques (cf Tableau I et

Tableau **II**) permettent de la classer comme une argile plastique à fort potentiel de gonflement (Fleureau et al., 1992).

Tableau I : Caractéristiques géotechniques de l'argile grecque (Fleureau et al., 1992)

Granulométrie	< 80 µm (%)	100
	< 2 µm (%)	40
	d_{50} (µm)	4
Plasticité	w_L (%)	170
	w_P (%)	60
	I_P (%)	110
Densité des grains	G_s	2,73
Compactage Proctor Normal (OPN)	w (%)	40
	γ_d (kN/m^3)	11
Compactage Proctor Modifié (OPM)	w (%)	29
	γ_d (kN/m^3)	14,3
Compactage sous forte contrainte	w (%)	8,2
	γ_d (kN/m^3)	21,0

Tableau II : Capacité d'Echange Cationique CEC et surface spécifique de la montmorillonite grecque (Christidis et al., 1997)

	CEC (meq/100 g)	Surface spécifique (m²/g)
Montmorillonite grecque	104,4	61,76

Cette argile fût l'objet d'une analyse physico-chimique (Souli et al., 2004). Le diffractogramme de rayons X (Figure **1**) présente une première réflexion (plan 001) à 1,5 nm propre aux montmorillonites calciques. La bande (060) à 0,149 nm est révélatrice du caractère dioctaédrique de l'argile. Ce caractère est confirmé par la bande de vibration de Al_2OH à 915 cm^{-1} observée sur le spectre infrarouge. L'apparition d'un épaulement à 3220 cm^{-1} est également caractéristique d'une argile calcique.

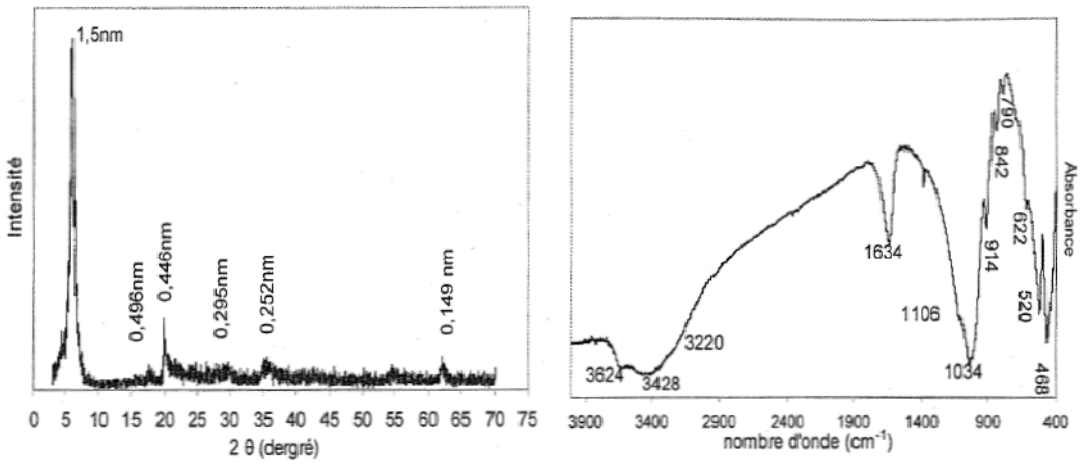


Figure 1 : Diffractogramme de rayons X (à gauche) et spectre infrarouge (à droite) de l'argile grecque (Souli et al., 2004)

3. Analyse au Microscope Electronique à Balayage Environnemental (MEBE)

Le Microscope Electronique à Balayage Environnemental (MEBE) permet d'observer des échantillons dans des conditions environnementales (température, pression, hygrométrie) contrôlées. La particularité du MEBE est d'avoir un système de pompage différentiel qui sépare la chambre (lieu de positionnement de l'échantillon) de la colonne (par où passe le faisceau d'électrons). Ainsi la colonne est soumise à un vide élevé (10^{-5} Torr où 1 Torr = $1{,}3332.10^2$ Pa), alors que dans la chambre règne une pression de quelques Torr (0.1 à 20 Torr). Le gaz utilisé lors de nos expériences est la vapeur d'eau, qui joue à la fois le rôle de gaz d'ionisation (Figure 2) pour la formation de l'image, et de fluide d'hydratation de l'échantillon.

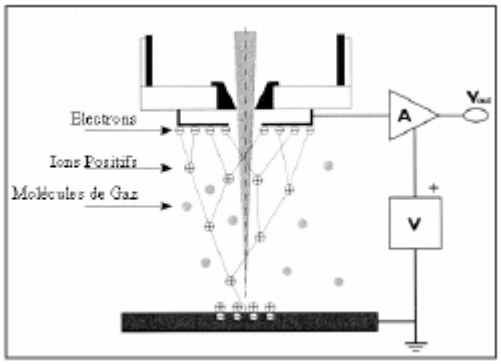


Figure 2: Représentation schématique de l'ionisation d'un gaz dans la chambre du MEBE (Montes-H., 2002)

Le mode « environnemental » permet l'observation des échantillons sans aucune préparation préalable (comme par exemple la métallisation à l'or ou au carbone, in-

dispensables en mode classique) et ainsi de préserver la structure des échantillons et leur teneur naturelle en eau. Par effet Peltier, il est possible d'imposer une température et, par l'intermédiaire du contrôle de la pression dans la chambre d'observation, d'effectuer des analyses sous hygrométrie contrôlée. Le MEBE ne permet toutefois que des observations microscopiques de surface. Les essais réalisés peuvent être monotones (hydratation, séchage) avec ou sans palier, mais également cycliques.

4. Essais expérimentaux

Comme il a été précisé auparavant, la montmorillonite grecque est utilisée pour servir d'argile « modèle », de par son homogénéité et sa caractérisation géotechnique connue et relativement complète. Stockée sous forme de poudre, elle a été étudiée dans deux états : sous forme de grains discrets et sous forme de pâte continue.

4.1. Mode opératoire

L'observation de l'argile sous forme de grains, consiste à disposer quelques grains d'argile sur un adhésif double face carbone afin d'éviter les effets de charge sur le support et de fixer les grains.

L'observation sous forme de pâte, quant à elle, consiste à préparer un mélange d'argile et d'eau, à hauteur de 1,5 fois la limite de liquidité (w_L) de la dite argile (dans le cas de la montmorillonite grecque w_L = 170 %). Le mélange est malaxé pendant 24h à vitesse modérée, afin d'éviter la création de bulles d'air parasites et d'obtenir une pâte relativement homogène. Cette pâte est ensuite disposée sur des supports en laiton de formes et de profondeurs diverses (Figure 3).

Figure 3: Supports en laiton de formes et profondeurs diverses, destinés à l'observation de l'argile sous forme de pâte séchée à l'air libre

4.2. Conditions environnementales

L'argile sous forme de grains a été observée dans le MEBE. Elle fut soumise à un cycle d'humidification-séchage en trois étapes :

- Etat initial, à une température de 10°C et une humidité relative ambiante (dans le cas présenté, une humidité relative de 60%).
- Humidification (ici, à 90%).
- Séchage (retour aux conditions environnementales de départ).

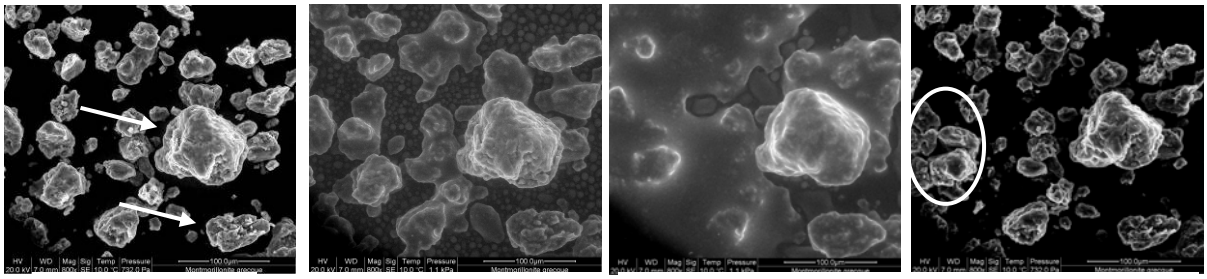
Dans le cas présenté, ces étapes sont appliquées en une fois. Elles peuvent cependant être appliquées plus progressivement par petits paliers successifs. Les sollicitations hydriques dont l'évolution est « continue » et graduelle nécessitent beaucoup de temps. Des analyses nécessitant un tel besoin sont en cours de réalisation.

Une expérience a été menée en parallèle sur des galettes d'argile, disposées à l'extérieur du MEBE et dans des supports en laiton. Le but est d'analyser la structure des galettes après un séchage à l'air libre (séchage continu). Les conditions environnementales sont celles de la pièce, soit environ 23°C de température et environ 40% d'humidité.

4.3. Observations au MEBE du comportement des grains

L'expérimentation permet d'étudier le comportement des grains alors qu'ils sont globalement isolés ou distincts les uns des autres. Au sein d'un sol, les grains sont liés entre eux et il est admis que ces liaisons peuvent, dans certains cas, favoriser ou, dans d'autres configurations, empêcher le gonflement. Dans cette configuration discrète constituée par les grains (formant des agrégats), l'indépendance de ceux-ci sur l'adhésif carbone leur permet d'évoluer assez librement, au gré des humidifications et des séchages.

Un exemple d'observation faite au cours du cycle d'humidification-séchage est présenté sur la Figure 4.



a : t = 0 (60%) **b : t = 16 min (90%)** **c : t = 18 min (90%)** **d : t = 35 min (60%)**

Figure 4: Distribution et taille des grains à (a) 60% d'humidité relative, (b) et (c) 90% d'humidité relative, (d) 60% d'humidité relative après séchage (agrandissement x 800, T = 10°C)

On remarquera que, lors de l'humidification à 90%, l'eau, présente dans la chambre sous forme de vapeur, se condense progressivement entre les grains (figure (b)). Elle est présente sous forme de gouttelettes sur le support et forme des ménisques entre les grains. Ceux-ci semblent s'installer préférentiellement entre les grains les plus proches et les plus petits avant de se propager au niveau des grains de dimension plus importante. Ensuite, l'eau sature progressivement le milieu. Au-delà d'une certaine humidité relative à une température donnée (ce point particulier est appelé point de rosée), l'eau envahit la surface de l'échantillon (ici, du support) à une vitesse plus ou moins rapide selon l'humidité relative imposée. Cette saturation implique qu'à partir d'un certain instant de l'expérience (les grains étant submergés par l'eau), toute observation et/ou mesure devient impossible. La photo (c) a été prise juste avant la saturation totale du champ de vision.

Le gonflement, généré par l'humidification, peut être quantifié moyennant quelques hypothèses que nous ne développerons pas ici. Pour cela, deux particules (une grosse et une de dimension « moyenne »), désignées par les flèches blanches sur la figure (a), ont été choisies (Figure 5).

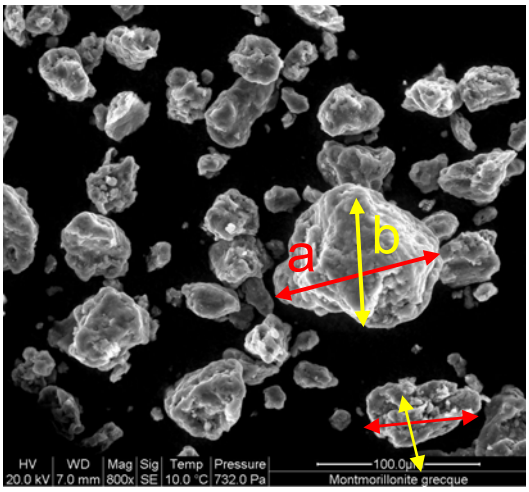


Figure 5: Distances prises en compte sur la particule pour les mesures de gonflement

Dans une première démarche, certes critiquable, nous avons adopté l'approche grossière suivante pour mesurer les variations volumiques. Deux distances sont prises en compte pour mesurer l'évolution du gonflement : longueurs a et b. Elles ne sont pas perpendiculaires mais basées sur des points particuliers de la particule. Les mesures de ces deux longueurs sur la grosse particule, obtenues à 60 et 90% d'humidité relative, montrent que :

- La distance (a) augmente de 20%.
- La distance (b) augmente de 11%.

La mesure sur la particule moyenne montre que :

- La distance (a) augmente de 20%.
- La distance (b) augmente de 29%.

Dans la direction z, le gonflement n'est pas quantifiable par le MEBE. Cependant, au vu des observations, on peut aisément penser que les déformations sont du même ordre de grandeur, si ce n'est plus, car la déformation ε_z n'est pas empêchée par l'adhésif. Les mesures indiquent que les déformations engendrées par le gonflement présentent une certaine anisotropie. Selon la configuration de la particule (forme elliptique ou ronde par exemple), les proportions du gonflement varient. Cependant, il faut prendre en compte deux paramètres :

- Les grains sont fixés sur un adhésif double face carbone. Un phénomène de frettage plus ou moins prononcé a lieu à la base de ces grains et empêche une partie du gonflement « transversal ».
- L'humidification a été arrêtée dès que le champ de vision était saturé en eau. L'eau n'a donc pas pu pénétrer au cœur de la particule. On n'observe donc qu'un gonflement lié à une déformation des couches superficielles de la particule.

Lors du séchage, les grains reviennent quasiment à leur état initial en termes de dimensions. Cependant, en ce qui concerne la distribution des grains, des changements notables se sont produits, notamment au niveau des petits grains. En effet, on note une réorganisation, allant même jusqu'à une forme de précipitation (Figure 4 (d), ellipse blanche).

4.4. Séchage des galettes à l'air libre

Une expérience a été menée en parallèle sur des galettes de la même argile, disposées dans les supports en laiton. Le but était d'analyser le comportement au retrait d'échantillons d'argile et d'analyser l'influence de la forme du support-galette et également celle de la profondeur du support (trois profondeurs différentes : 1 ; 1,5 et 2 mm). Une fois le mélange effectué, la pâte est déposée dans le support de sorte à ce qu'il n'y ait pas de bulle d'air et que la surface soit la plus plane possible (Figure 6a).

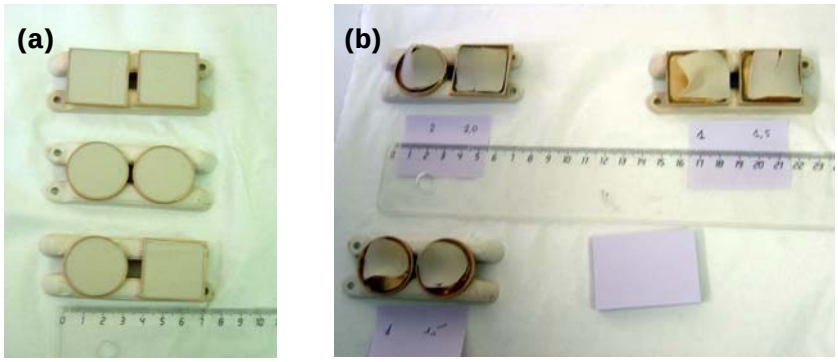


Figure 6: Aspect des galettes d'argile (a) avant séchage à l'air libre et (b) après séchage à l'air libre

Au bout de 24h d'un séchage continu, les galettes très déformées présentaient l'aspect de « chips » (Figure 6 (b)). Les déformations engendrées par le retrait pour les galettes circulaires s'apparentent à celles observées lors d'un voilement de plaques ou de coques circulaires. Les galettes de 1 et 1,5 mm d'épaisseur présentent une courbure concave, tandis que la galette de 2 mm présente une courbure convexe. Une fissuration apparaît sur les galettes de 1,5 et 2 mm, laissant à penser que plus l'épaisseur est grande, plus le matériau tend vers un comportement fragile. Pour les galettes carrées, la déformation est un peu moins marquée. Le retrait n'est pas uniforme et s'est déroulé en deux temps. En effet, s'il avait été homogène, la galette aurait été plus petite mais aurait gardé sa forme carrée. Or, les galettes présentent une forme que l'on observe également lors de voilement de plaques ou de coques, particulièrement marquée pour la galette de 1 mm d'épaisseur. Plus la galette est épaisse, moins ce phénomène est présent. La fissuration ne se retrouve aussi que sur les galettes de 1,5 et 2 mm. Ces observations montrent l'importance des contraintes internes liées au retrait, qui ont conduit les galettes à se déformer en se voilant (tel qu'observé sur les plaques).

Tableau III: Pesées des galettes d'argile avant et après séchage

Supports	Ep. (mm)	Poids de la galette avant séchage (Pi) (g)	Poids de la galette après séchage (g)	Surface d'échange air-eau (mm²)	Perte[(a)]
Cylindrique	1	0.89	0.309	706.858	65.281
	1.5	1.312	0.456	706.858	65.244
	2	1.704	0.592	706.858	65.258
Carré	1	1.137	0.399	900	64.908
	1.5	1.67	0.579	900	65.329
	2	2.146	0.741	900	65.471

(a) : Perte d'eau (%, par rapport à Pi)

On observe également que, plus l'épaisseur est importante, moins ce phénomène est prononcé. Avant et après l'expérience, les supports et leur contenu ont été pesés (Tableau III).

L'évolution générale des mesures est cohérente. L'épaisseur croissante des galettes augmente le poids des galettes d'argile. Les pertes calculées (en %) sont semblables, et de plus identiques, entre les supports circulaires et carrés : la forme de la galette n'a pas d'influence sur la quantité d'eau évaporée lors du séchage. La perte d'eau n'augmente pas avec l'épaisseur mais la cinétique d'évaporation est certainement différente. En effet, la surface d'échange air-eau conditionne la vitesse de séchage ou de retrait.

5. Conclusions

Les analyses menées sur la montmorillonite grecque ont comporté deux volets : un cycle d'humidification-séchage réalisé dans un MEBE et un séchage à l'air libre. Les observations microscopiques au MEBE ont montré tout d'abord une répartition progressive de l'eau par des ménisques jusqu'à saturation du milieu. Les déformations engendrées par le gonflement présentent une certaine anisotropie en regard des mesures effectuées sur des particules. On peut noter une réversibilité du phénomène après séchage en terme de dimensions mais une forme de précipitation a été constatée sur les petits grains. Le séchage à l'air libre de galettes d'argile a montré que le retrait n'est pas homogène. Des phénomènes de flambement et de torsion ont été observés. Cependant, la forme et l'épaisseur de la galette n'ont pas d'influence sur la quantité d'eau évaporée. En terme de perspectives, des temps de saturation totale plus longs seront imposés sur les grains. Le séchage des galettes sera mené dans le MEBE afin de pouvoir comparer les conséquences du séchage. Ces mêmes expériences seront menées sur des argiles naturelles, prélevées in situ, telles que la marne de Mormoiron, l'argile de Poitiers et la marne d'Argenteuil. En parallèle, une caractérisation sera lancée par B.E.T., diffraction aux rayons X et spectroscopie infrarouge afin de compléter les observations du MEBE. Des essais mécaniques seront également effectués afin de pouvoir observer l'influence du chargement sur le drainage de l'eau.

Remerciements

Les auteurs remercient P. Delalain et K. Moirez (INERIS-DRC-CHEN) pour leur aide et leurs précieux conseils.

Références bibliographiques

Christidis G.E., Dunham A.C. (1993) Compositional variations in smectites : Part I. Alteration of intermediate volcanic rocks. A case study from Milos island, Greece. Clay Minerals 28, 255-273.

Christidis G.E., Scott P.W., Dunham A.C. (1997) Acid activation and bleaching capacity of bentonites from the islands of Milos and Chios, Aegean, Greece. Applied Clay Science 12, 329-347.

Fleureau J.M., Soemitro R., Taibi S. (1992) Behavior of an expansive clay related to suction. Proc 7th International Conference on Expansive Soils, Dallas, Août, 1, 173-178.

Montes-H. G. (2002) Etude expérimentale de la sorption d'eau et du gonflement des argiles par microscopie à balayage environnementale (ESEM) et l'analyse digitale d'images. Strasbourg, Ecole et observatoire des sciences de la terre.

Souli H., Fleureau J.M., Trabelsi-Ayadi M., Kbir-Ariguib N. (2004) Etude hydromécanique et physico-chimique d'une montmorillonite pour barrière anti-pollution. JNGGI Lille 2004, 175-182.

CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DES SOLS DE SURFACE DE LA VILLE DE MARRAKECH

GEOLOGICAL AND GEOTECHNICAL CHARACTERIZATION OF THE SOILS OF MARRAKECH CITY (MOROCCO).

Houcine MANDOUR[1], Daniel LEVACHER[2], Mostafa AMRHAR[3], Edgard LAVILLE[2]
1 Doctorant, M2C GRGC UMR-CNRS 6143, 24 rue des Tilleuls, 14000 Caen, France.
2 Professeur, M2C GRGC UMR-CNRS 6143, 24 rue des Tilleuls, 14000 Caen, France.
3 Professeur, UCAM Faculté des Sciences, Semlalia, BP 2390 Prince My Abdelah, 40000 Marrakech, Maroc.

RÉSUMÉ – L'évaluation des caractéristiques mécaniques des sols de Marrakech est délicate en raison de l'hétérogénéité des matériaux (taille, nature et origine). L'étude menée consiste à étudier ces sols en laboratoire, pour les différencier selon leurs lithologies et caractéristiques physiques et pour déterminer l'influence de celles-ci sur les paramètres mécaniques c et φ de ces sols.

ABSTRACT – The evaluation of the mechanical characteristics of the soils of Marrakech city is not easy because the degree of heterogeneity of materials is high.
The undertaken study consists of a classification of the geotechnical data of these soils according to their lithologies and their physical characteristics. The values of the mechanical characteristics (c, φ) are depending on these parameters.

1. Introduction

Les sols de la ville de Marrakech et de ses environs sont constitués de deux unités sédimentaires:

- les unités détritiques : constituées de matériaux allochtones charriées à partir de la chaîne atlasique comprennent des conglomérats, des alluvions et des limons.
- les unités carbonatées : comprennent des encroûtements calcaires, des nodules (3 cm de taille) et des amas friables (inférieur à 1 cm) ou calcrètes. Leur formation serait due au phénomène de pédogenèse.

Ces sols présents à l'affleurement dans la ville de Marrakech se répartissent d'une façon anarchique et discontinue. Ils présentent une forte hétérogénéité (taille, nature et origine) ce qui rend difficile leurs caractérisations physique et mécanique.

Les objectifs de cette étude sont d'identifier les caractéristiques physiques de ces sols et d'étudier l'influence de ces paramètres (dimensions et formes des grains, nature lithologique et écrêtage des matériaux) sur les valeurs de l'angle de frottement interne φ et la cohésion c de ces sols.

L'exécution des essais mécaniques a été réalisée à l'aide de la boîte de cisaillement direct au sein de la faculté des sciences Semlalia à Marrakech.

2. Cadre géologique

La ville de Marrakech (N008°10 et W31°15) se situe sur la bordure septentrionale de la plaine du Haouz développée au nord du piémont du Haut Atlas (figure 1). Cette plaine est alimentée par un réseau hydrique comportant l'oued Tensift de direction E-W qui collecte les oueds subméridiens (Zat, Ourika, Issil, Rheraya et N'Fis). Son altitude passe du sud vers le nord de 900 à 300 m.

Cette plaine forme un bassin d'avant pays d'un segment de la chaîne haute atlasique : le Massif ancien (point culminant 4107m). Ce bassin est comblé par des dépôts détritiques d'âge miocène et pléistocène alimentés par l'érosion des reliefs amonts et transportés par les oueds subméridiens pour former de larges cônes alluviaux qui s'étalent depuis le piémont jusqu'à l'oued Tensift. Ces cônes, qui furent successivement incisés et remaniés, sont constitués essentiellement de conglomérats de graviers et de limons (Pascon, 1983). Les calcrètes d'origine pédogénique sont surtout développés dans la partie septentrionale de la plaine notamment à Marrakech.

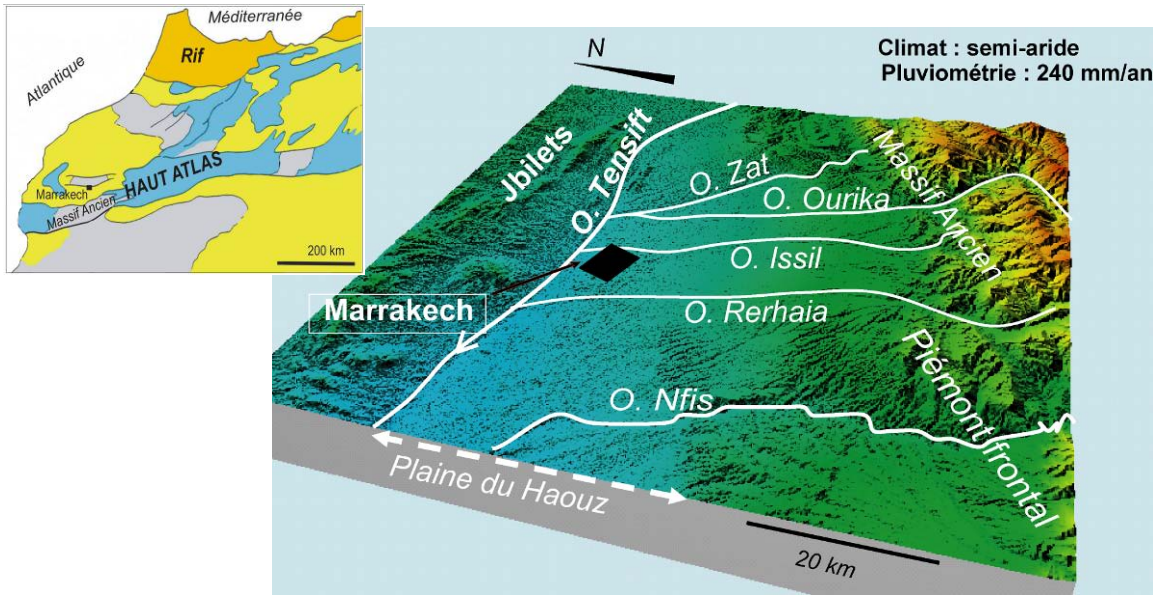


Figure 1. Carte de situation de la zone d'étude (Mandour, 2008)

3. Identification des sols du site étudié

Les sols présents à l'affleurement dans la ville de Marrakech se répartissent d'une façon discontinue. Une meilleure connaissance des caractéristiques physiques des sols et l'interprétation de leurs courbes granulométriques permettent de mieux comprendre les conditions de la répartition des sols de la région, et leur évolution.

La première étape concerne la réalisation de la carte d'échantillonnage et des classes des sols.

3.1. Prélèvement et échantillonnage

Des échantillons ont été prélevés dans plusieurs tranchées destinées aux réseaux d'assainissement et à la réalisation de fondations à des profondeurs plus ou moins importantes (0 à 10 m). Ces dernières sont réalisées dans le périmètre urbain de la ville de Marrakech et de ces environs.

Le nombre important d'échantillons prélevés, (130 prélèvements), a permis d'effectuer un partage de la ville de Marrakech et de ses environs selon cinq zones. Le critère principal pris en compte lors de ce découpage est la nature lithologique macroscopique des sols abondants. Nous avons prélevé uniquement des sols remaniés (AFNOR, 2000).

3.2. Propriétés physiques

Les sols prélevés ont fait l'objet d'une série d'essais d'identification. Elle s'appuie sur : les courbes granulométriques et les paramètres permettant de décrire la granulométrie (AFNOR, 1996), les paramètres de plasticité des sols à l'aide des limites d'Atterberg (AFNOR, 1995) et le pourcentage en $CaCO_3$ pour les sols de nature calcaire (AFNOR, 1994).

Ces différents essais ont permis d'étudier quantitativement les échantillons prélevés dans la zone urbaine de la ville de Marrakech et ses environs. On a ainsi comparé les sols du point de vue lithologie, classe granulaire et classification. Pour une compréhension facile de nos données et résultats, on a retenu la classification LCPC qui considère tous les paramètres des sols. Cette classification se base essentiellement sur les paramètres intrinsèques ou de nature (granularité et teneur en argile) et sur les paramètres d'état (teneur en eau et consistance).

Tout d'abord, la granulométrie a permis de répartir les sols en 3 grandes classes géotechniques: sols fins, sables et graves. De même, il a été possible de préciser le pourcentage de la matrice et des inclusions de chaque échantillon étudié.

Les sols classés en graves prédominent dans la ville de Marrakech et ses environs. Sur une population de 62 échantillons analysés, la distribution des classes s'établit selon la figure 2.

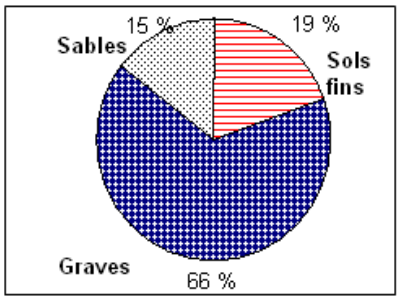


Figure 2. Classes géotechniques des sols étudiés

Les graves sont caractérisées par une teneur en eau naturelle de valeur moyenne (w_i) égale à 4,5 %. L'indice de plasticité I_P atteint au plus 40 %, et dans certains cas il n'a pas pu être déterminé. Les profondeurs vont de 0,8 m à 5,2 m.

Quant aux sables, ils présentent une teneur en eau naturelle du même ordre que les graves, la valeur moyenne (w_i) est d'environ 5 %. La valeur moyenne de I_P est égale à 11 I_P %.

Les sols fins sont localisés en surface et à faible profondeur. Leur teneur en eau naturelle atteint 5 %. L'indice de plasticité I_P varie de 8 à 15 %.

Du point de vue lithologique, nous avons rencontré deux grandes classes lithologiques, (Mandour *et al.,* 2006), (figure 3) :

- des formations calcaires : composées d'agglomérats carbonatés, de concrétions, d'encroûtement et de limons calcaires.

- des conglomérats à matrice : la matrice dans ces formations conglomératiques est limoneuse à limono-sableuse.

3.3 Constat

Les résultats de l'identification des sols, montrent que les courbes granulométriques sont en général très étalées et non uniformes. Les fractions fines des sols de Marrakech sont peu plastiques et ne présentent pas des caractéristiques propres aux argiles. Les sols sont des matériaux essentiellement alluvionnaires au sud et à l'est de la ville de Marrakech et de nature calcaire au centre et au nord de la ville (figure 3).

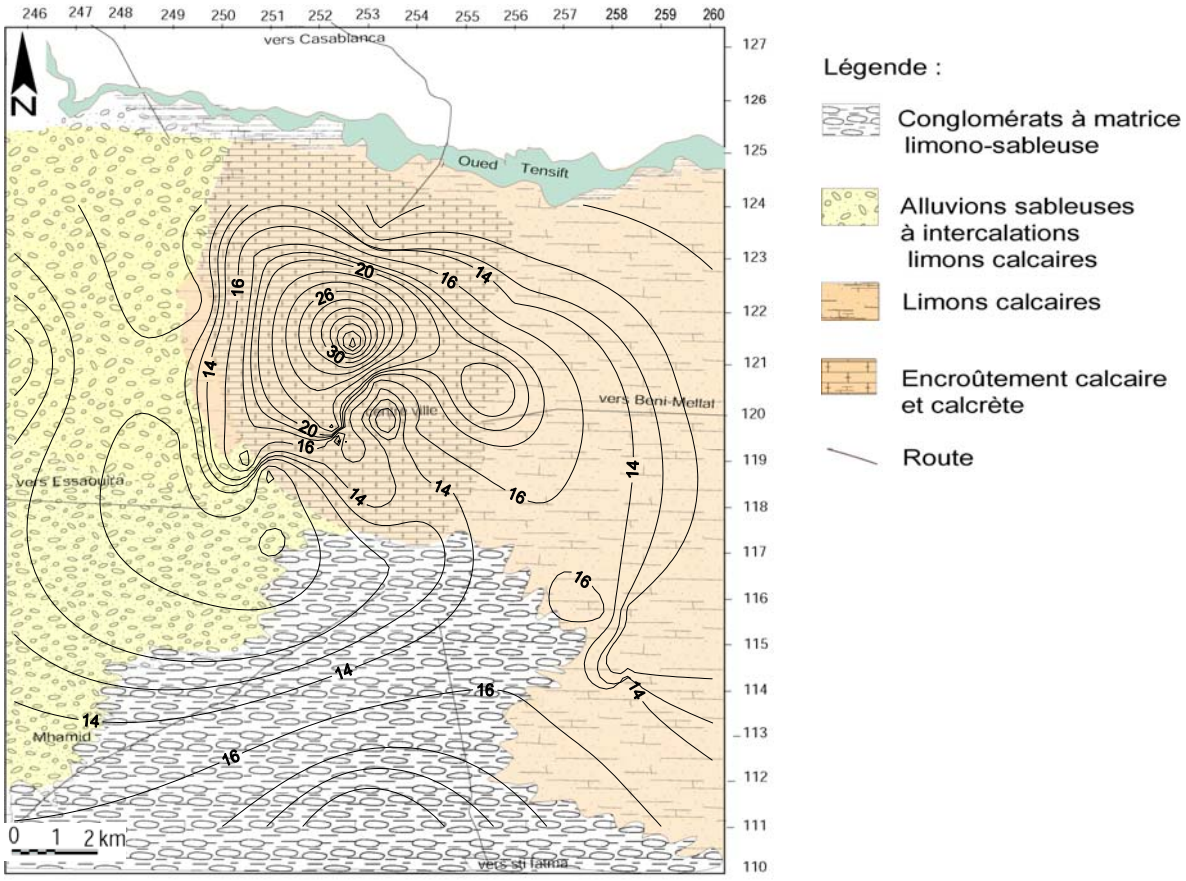


Figure 3. Répartition des sols étudiés à Marrakech et des iso valeurs de I_P (14-30)

4. Résistance au cisaillement des sols écrêtés du site

4.1. Introduction

4.1.1 Rôle des éléments fins dans les matériaux

Les matériaux grossiers et graveleux utilisés dans la construction et dans l'entretien des routes doivent avoir un minimum de résistance aux contraintes tangentielles (Belmaaris, 2004). Les matériaux doivent avoir suffisamment de cohésion pour assurer la liaison des grains en saison sèche afin de diminuer la formation d'une surface d'aspect « tôle ondulée » et éviter la ségrégation pendant l'usage de la

route. Cependant ils ne doivent ni contenir trop de fines, ni être trop plastiques pour éviter les dégradations de la route en saison pluvieuse, (DRCR – LPEE, 2002).

Plusieurs paramètres (origine géologique des grains, écrêtage, forme et agencement) conditionnent le comportement mécanique des sols fins, cette évidence est souvent perdue de vue.

4.1.2 Effet d'écrêtage

La méthode d'écrêtage consiste à enlever une partie des inclusions présentes dans le sol. L'opération d'écrêtage conduit à une diminution de la proportion des inclusions, mais également à une augmentation relative de la teneur en fines. Il est donc important de comprendre l'effet de la proportion des inclusions sur le comportement de ces sols. L'écrêtage des matériaux conduit à l'anéantissement de la structure initiale du sol et la destruction des liaisons entre les éléments.

L'angle de frottement augmente avec la granulométrie. Il est plus faible pour des échantillons écrêtés (Donaghe et Torrey 1979, in Pedro, 2004)

Les résultats obtenus sur la fraction 0/25 mm d'un sol grossier alluvionnaire, (Vallé, 2001) confirment que ce sol écrêté a un angle de frottement plus faible et une cohésion plus élevée par rapport au sol naturel. Aussi plus la fraction volumique des inclusions (macro-éléments) augmente, moins le sol est dilatant, (Seif El Dine, 2007).

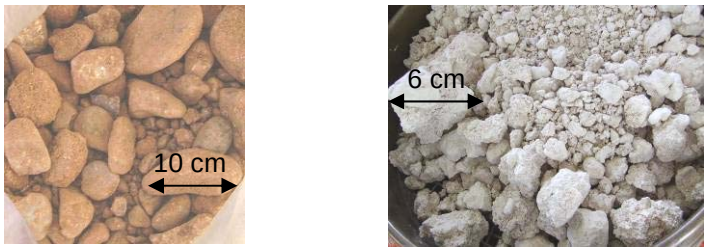
4.2. Étude de l'influence de la nature des grains

Nous avons déterminé les paramètres mécaniques des sols (écrêtés) rencontrés dans la ville de Marrakech et de ses environs. Nous avons étudié l'effet de la présence des concrétions calcaires sur les valeurs de l'angle de frottement interne φ et de la cohésion c du sol.

Ces essais mécaniques ont été réalisés à l'aide de la boîte de cisaillement direct classique. Pour chaque classe géotechnique obtenue, trois essais ont été entrepris pour trois valeurs de la contrainte normale (50, 100 et 200 kPa), soit 9 éprouvettes pour chaque échantillon.

4.2.1 Description des échantillons écrêtés et cisaillés

Pour étudier l'influence de la présence des concrétions calcaires sur les résultats des essais de cisaillement, nous avons choisi la classe Grave limoneuse avec limon peu plastique notée GL-Lp selon la classification LCPC. On s'intéresse à deux types de grave selon qu'il s'agisse de sols de nature alluvionnaire ou de nature calcaire encroûté (figure 4).



sol alluvionnaire détritique sol de nature calcaire

Figure 4. Classes de sol prédominantes retenues pour l'essai de cisaillement

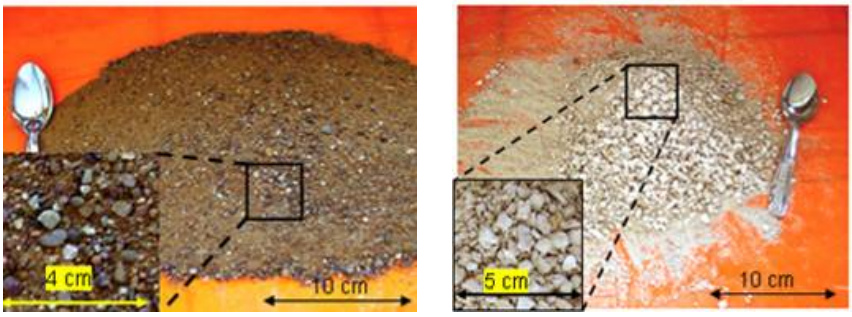
Les caractéristiques physiques des deux échantillons sélectionnés pour effectuer des essais de résistance au cisaillement après écrêtage, sont présentées dans le tableau I:

Tableau I: Caractéristiques principales des sols testés

Référence de l'essai	Profondeur (m)	Nature litho-logique	d_{max} (mm)	w_L (%)	I_P (%)	W_i (%)	ρ_d (t/m^3)	CaCO3 (%)
A-GL-Lp1	1,5	Limon à concrétions	40	42	12	0,8	2,0	45
D-GL-Lp1	2	Alluvions sa-bleuses	40	36	13	1,5	1,8	5

L'échantillon de sol référencé D-GL-Lp1 est une alluvion sableuse d'origine détritique dont les grains sont formés de quartz filonien du socle et du grès du Trias. Des éléments sableux sub-arrondis à arrondis sont présents, (figure 5a).

L'échantillon référencé A-GL-Lp1 est un sol limoneux à concrétions calcaires. Ces concrétions sont de taille variable et de forme anguleuse, (figure 5b).



a - D-GL-Lp1 b - A-GL-Lp1

Figure 5 : Fraction et forme des échantillons testés

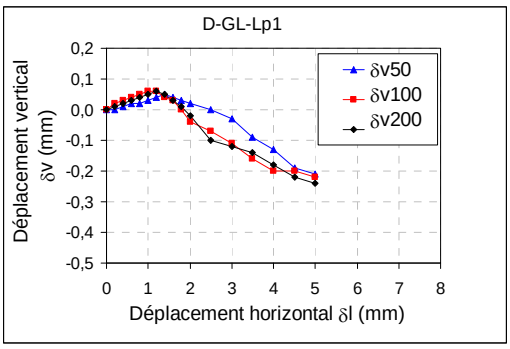
4.2.2. Observations et analyses des essais

L'échantillon calcaire A-GL-Lp1 présente un caractère dilatant pour les 3 contraintes appliquées à partir d'un déplacement de 0,5 mm. Pour un déplacement inférieur à 0,5 mm le caractère contractant est marqué, (figure 6a).

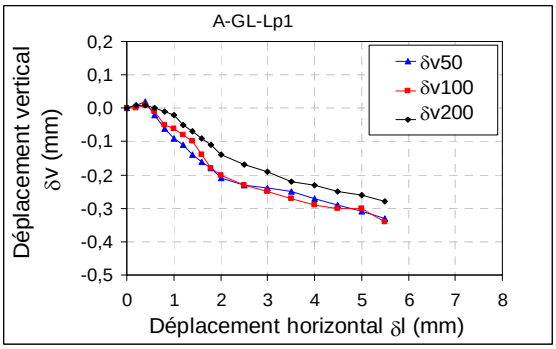
L'échantillon alluvionnaire D-GL-Lp1 présente un caractère contractant au début de l'essai puis à partir de 2 mm de déplacement le caractère dilatant est bien marqué, (figure 6b).

Les courbes effort-déplacement des deux échantillons D-GL-Lp1 et A-GL-Lp1 présentent un pic puis tendent à diminuer. Cette allure s'apparente à celle d'un sable. Les résultats obtenus relatifs aux échantillons A-GL-Lp1 se caractérisent par des valeurs de l'effort tangentiel T plus au moins identiques à D-GL-Lp 1.

En examinant les courbes intrinsèques pour les échantillons D-GL-Lp1 et A-GL-Lp1, de la figure 7, on constate que, pour les contraintes normales 50 kPa, 100 kPa et 200 kPa, les valeurs de la résistance au cisaillement τ correspondantes aux essais de la classe D-GL-Lp1 sont plus élevés que celles de la classe A-GL-Lp1. Quand la contrainte normale augmente, la différence entre les valeurs des deux sols tend à s'accentuer.

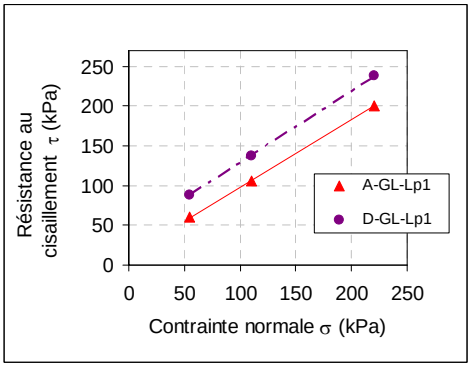


a - D-GL-Lp1 (a)



b - A-GL-Lp1 (a)

Figure 6. Courbes déplacement δ_v –déplacement δ_l des échantillons testés



	c (kPa)	φ (°)
A-GL-Lp1(a)	60	36
A-GL-Lp1(b)	73	33
A-GL-Lp1(c)	72	31
D-GL-Lp1(a)	46	41
D-GL-Lp1(b)	46	37
D-GL-Lp1(c)	32	46

Figure 7. Courbes intrinsèques des échantillons testés et valeurs de c et φ

On note que les valeurs de la cohésion sont plus élevées pour l'échantillon de sol de nature calcaire à grains anguleux, elles atteignent 73 kPa. Les valeurs de la cohésion de l'échantillon de nature alluvionnaire ne dépassent pas 46 kPa. Pour les angles de frottement, les valeurs prennent respectivement la valeur moyenne de 41° pour le sol D-GL-Lp1, et de 33° pour l'échantillon A-GL-Lp1, (figure7).

Cette différence peut être attribuée au pourcentage de calcaire plus élevé dans l'échantillon A-GL-Lp1.

5. Conclusions

La répartition hétérogène de ces matériaux montre que les périodes de dépôt sont variées dans le temps et dans l'espace, tout comme les changements des conditions de dépôts étaient fréquents (déviation des cours d'eau, périodes de crues, variations climatiques). Ceci a donné des zones d'épandage où un granoclassement horizontal s'est établi.

Du sud vers le nord de la plaine, la quantité des fines augmente et celle des gros éléments diminue. En fonction de la profondeur, nous avons constaté la dominance des sols grossiers de 1 m à 3 m de profondeur, les sols fins sont plus abondants entre la surface et 1 m de profondeur.

Trois grandes classes géotechniques ont pu être ainsi mises en avant : sols fins (19%), sables (15%) et graves (66%)

La valeur de l'angle de frottement de l'échantillon de sol d'origine alluvionnaire à grains gréseux est plus élevée par rapport aux valeurs de l'échantillon du sol

d'origine calcaire. Le pourcentage plus élevé de calcaire dans les sols pédogénétiques influence probablement les valeurs des résistances au cisaillement de ces derniers.

Cependant les résultats de ces sols écrêtés à 5 mm peuvent être nuancés car l'origine de la cohésion et donc sa valeur dépend certainement de la teneur en fines, qui a été artificiellement augmentée par l'écrêtage effectué.

6. Remerciements

Ce travail a été effectué dans le cadre du programme thématique d'appui à la recherche scientifique (PROTARS III D15/24), financé par le centre national de la recherche scientifique et technique (CNRST) du Maroc, que nous remercions vivement. Nos remerciements vont aussi au Laboratoire d'Expertises, d'Etudes et d'Essais (L3E) où a été réalisée une partie des essais.

7. Références bibliographiques

AFNOR, (1994) NF P 94-048. Sols : reconnaissance et essais - Détermination de la teneur en carbonate - Méthode du calcimètre, 11 p.

AFNOR, (1995) NF P 94-052-1. Détermination des limites d'Atterberg. Partie I : Limite de liquidité –méthode du cône de pénétration, 10 p.

AFNOR, (1996) NF P 94-056. Sols : Reconnaissance et essais – Analyse. Méthode par tamisage à sec après lavage, 15 p.

AFNOR, (2000) NF P94-202. « Sols : Reconnaissance et essais - Prélèvement des sols et des roches - Méthodologie et procédures, 42 p.

Belmaaris, A. (2004). Contrôle et qualité des travaux routiers. Recueil des spécifications pour les matériaux routiers, Laboratoire d'Expertises, d'Etudes et d'Essais L3E. Marrakech, Maroc, 86 p.

DRCR – LPEE, (2002). Guide Marocain pour les Terrassements Routiers – GMTR. Rapport interne. Laboratoire Public d'Essais et d'Etudes, 78 p.

Mandour H., (2008). Etude des sols de la ville de Marrakech. Approches géologique et géotechnique. Thèse de doctorat, Université de Caen Basse-Normandie, 240 p.

Mandour H., Levacher D., Amrhar M., Laville E., R'kha K., Sekkat Z. (2006) Etude des sols urbains de Marrakech. Proposition d'une méthodologie. LPEE, Maroc, 115, 21-32

Pascon P., (1983) Le Haouz de Marrakech. Tome 1, CNRS, Paris, 150 pages

Pedro L., (2004). De l'étude du comportement mécanique des sols hétérogènes modèles à son application aux sols naturels. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 294 p.

Seif El Dine B., (2007). Etude du comportement mécanique de sols grossiers à matrice. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 197p.

Vallé N., (2001). Propriétés mécaniques d'un sol grossier d'une terrasse alluvionnaire de la Seine. Thèse de doctorat, Université de Caen Basse Normandie, 304 p.

CARACTERISATION DU COMPORTEMENT MECANIQUE DE MATERIAUX HYDRAULIQUES A BASSE RESISTANCE

MECHANICAL BEHAVIOUR OF CONTROLLED LOW-STRENGTH MATERIALS

Caroline MORIN[1,2,4], Thierry SEDRAN[2], Christophe DANO[3], François de LARRARD[2], Hélène DUMONTET[4], Sylvain MURGIER[1], Michel HARDY[1].
1 Direction de la Recherche de Gaz De France, Saint-Denis, France
2 Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Nantes, France
3 Ecole Centrale, Nantes, France
4 Université Pierre et Marie Curie, Paris, France

RÉSUMÉ – Le travail présenté est issu d'une thèse qui vise à caractériser l'excavabilité des matériaux traités aux liants hydrauliques à basse résistance, inférieure à 8 MPa, pour tranchées. Nous nous intéressons ici à la formulation puis à la caractérisation mécanique d'un mortier à fort pourcentage en air entraîné et d'un béton très maigre, en termes de résistance et de déformabilité.

ABSTRACT – This research is part of a thesis which consists in defining the excavatability of Controlled Low-Strength Materials for trenches (not exceeding 8 MPa). This communication deals with a mortar containing a high volume of air entrained and a very low cementitious concrete which are both self-compacting. We present their composition and the characterization of their mechanical behaviour in order to calibrate a constitutive law for finite element analyses.

1. Introduction

Les matériaux traités aux liants hydrauliques, à faible résistance en compression, sont utilisés en tranchées pour protéger les réseaux. Ils présentent une résistance minimale pour assurer la traficabilité, et une résistance maximale pour être facilement excavables à l'aide d'outils de terrassement, en cas d'incidents sur les réseaux (Hitch et al., 2004).

Ces matériaux sont constitués essentiellement de ciment, d'additions minérales, d'eau, de granulats et d'autres adjuvants. Ils sont formulés de manière à être autocompactants pour être déversés et mis en œuvre facilement sans vibration (Certu, 1998). A l'étranger, et notamment aux Etats-Unis, ces mélanges dosés de 20 kg/m^3 à 60 kg/m^3 de ciment sont dénommés « Controlled Low-Strength Materials ». De nombreuses études expérimentales ont porté sur la formulation et les propriétés à l'état frais de ces matériaux, en particulier leur fluidité, leur masse volumique, leur perméabilité et leur consolidation (Howard et al., 1994). Certains auteurs ont cherché à prédire la résistance en compression des mortiers à fort pourcentage en air entraîné au cours du temps (Du et al., 2002) et montré l'influence du rapport eau/ciment. Le comportement au cisaillement des mortiers a fait également l'objet d'études (Dolen and Benavidez, 1998), (Hoopes, 1998) et (McGrath and Hoopes, 1998).

L'excavabilité des matériaux, qui peut être caractérisée comme la facilité ou non à être détruit (d'après le guide du NRMCA), est souvent corrélée à la résistance en

compression (Crouch et al., 2004). Par exemple, un critère actuellement retenu est une résistance en compression inférieure à 2 MPa (Certu, 1998). Cependant, cette excavabilité est également influencée par la composition, le type et la qualité du ciment, la nature du sol en contact et la méthode d'excavation et ce critère s'avère souvent non adapté. Finalement, seuls des essais en vraie grandeur permettent de s'assurer de l'excavabilité ultérieure du matériau. Des échelles d'appréciation sont ainsi proposées par des opérateurs (Crouch et al., 2004) et (Pons et al., 1998). Il apparaît donc nécessaire de définir, via la mise en place d'un ou plusieurs essais de laboratoire, un ensemble de prescriptions pour spécifier des matériaux excavables.

Dans ce contexte et après une étude de formulation, nous avons sélectionné et caractérisé deux matériaux autocompactants typiques à l'aide d'essais triaxiaux conventionnels. Ceci a permis d'identifier les paramètres d'une loi de comportement appropriée. Ces données devraient permettre ultérieurement la mise au point un essai d'excavabilité notamment à l'aide de calculs aux éléments finis.

2. Etude de formulation

Deux formules typiques de matériaux autocompactants de tranchées ont été mises au point : un mortier à fort pourcentage en air entraîné, et un béton très maigre. Les matériaux sont composés de ciment, de filler, de sable (0/4 mm), de gravillons (en deux coupures : 6/10 et 10/14), d'eau et d'un entraîneur d'air pour le mortier. L'utilisation de cendres volantes a été proscrite de façon à mieux maîtriser les résistances à long terme (Howard and Hitch, 1998). Les quantités de ciment ont varié entre 35 et 150 kg/m^3 pour le mortier et entre 20 et 80 kg/m^3 pour le béton très maigre. Ces variations étaient compensées volume pour volume par du filler.

Pour le mortier et pour chaque dosage en ciment, l'eau était ajustée pour obtenir une teneur en air, mesurée à l'aéromètre à mortier, de 20% et un étalement de 200 mm.

L'optimisation du squelette du béton très maigre a été faite pour minimiser l'indice de serrage caractérisant le processus de construction de l'empilement granulaire (de Larrard, 2000). Le mélange, malaxé dans une bétonnière est ensuite déversé dans l'appareil de Glanville (Herr et al., 2001) qui permet de rendre la confection de l'éprouvette indépendante de l'opérateur. On mesure ensuite, pour la quantité d'eau introduite dans le mélange, la masse volumique réelle de l'éprouvette rapportée à sa masse volumique théorique sans vide. Pour chaque dosage en ciment, l'eau de la formule est ajustée pour obtenir un ratio supérieur à 0,90. Cette valeur est jugée acceptable pour assurer l'autocompactabilité du matériau.

Les masses volumiques expérimentales s'élèvent en moyenne à 1965 kg/m^3 pour les mortiers et à 2176 kg/m^3 pour les bétons très maigres.

3. Essais mécaniques de résistance : compression et traction par fendage

Les mortiers et les bétons très maigres ont été caractérisés dans un premier temps à l'aide des essais de compression uniaxiale non confinée (norme NF P 98 231-1) et de traction par fendage (norme NF P 18-408) à 28 jours. Les essais de cisaillement pur étant difficiles à mettre en œuvre expérimentalement (Maso, 1982) n'ont pas été réalisés.

Les essais de compression et de traction sont réalisés respectivement selon une rampe de 0,1 MPa/s et de 0,01 MPa/s. Les essais de compression sur mortier ont nécessité un surfaçage à la boîte à sable (Boulay et al., 1992). Un disque en carton

a assuré l'interface entre l'éprouvette de béton très maigre et la presse. Pour chaque essai, trois éprouvettes cylindriques sont testées.

Les résistances expérimentales ont été corrélées au rapport V_c / (V_c+V_e +0,5V_{air}) (de Larrard, 2000) sous la forme d'une loi puissance (voir figure 1):

$$R_c = A * \left(\frac{V_{ciment}}{V_{ciment} + V_{eau} + 0{,}5 * V_{air}} \right)^n \qquad (1)$$

Dans cette équation, V_{ciment}, V_{eau} et V_{air} sont les volumes respectifs de ciment, d'eau efficace et d'air total déduit de la masse volumique des mélanges. Le facteur 0,5 lié à l'air rend compte de son influence moindre sur les résistances (Mathias, 2005), contrairement à la formule de Féret pour laquelle les coefficients multiplicateurs pour le volume d'eau et le volume d'air sont identiques. Le terme A décrit la performance du ciment et du squelette granulaire.

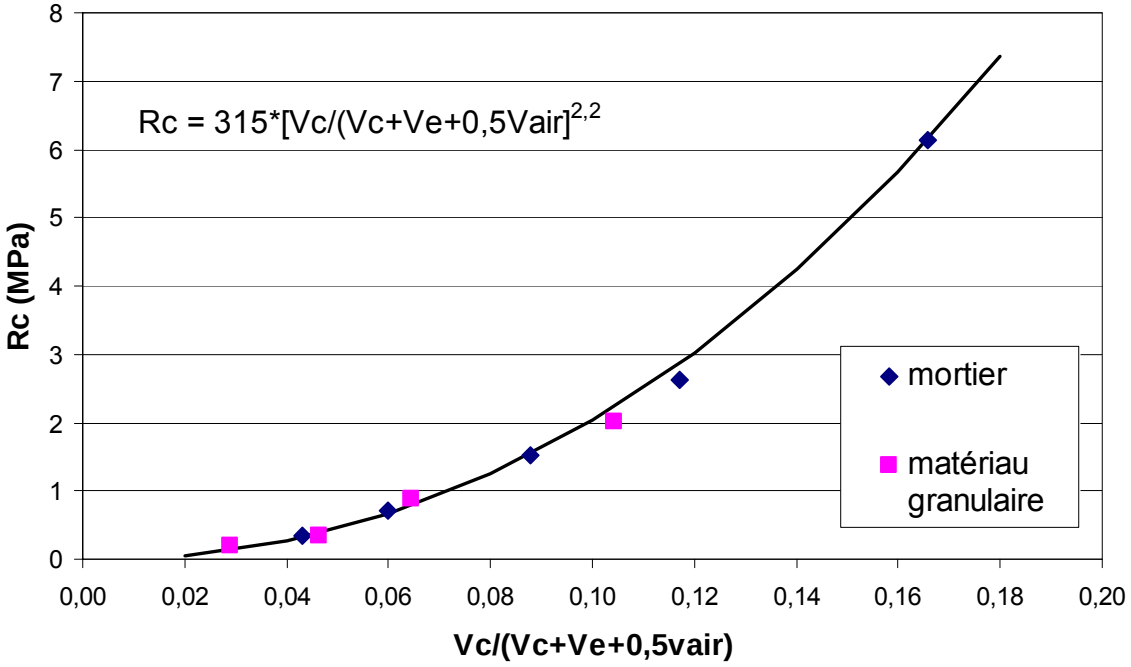


Figure 1. Evolution de la résistance en compression en fonction du rapport V_c / (V_c+V_e +0,5V_{air})

Pour étudier l'influence du squelette granulaire des deux matériaux, nous avons ajusté n à 2,2 et obtenu ainsi pour A une valeur de 315 pour les deux types de matériaux.

On constate que les mortiers et les bétons très maigres suivent à peu près la même loi pour ce qui concerne la résistance en compression, alors qu'ils diffèrent en termes de résistance en traction par fendage. La variation de la résistance en traction par fendage en fonction de la résistance en compression est linéaire dans la plage de résistance testée :

$$R_{tb_mat.granulaire} = 0{,}150 * R_c \quad (2)$$

$$R_{tb_mortier} = 0{,}112 * R_c \quad (3)$$

Pour une même résistance en compression, le mortier présente une résistance en traction plus faible. Ceci peut s'expliquer par le fait que le matériau granulaire contient du sable silico-calcaire mais également un gravillon de gneiss contrairement au mortier.

A l'issue de cette première série d'essais, qui nous a permis de balayer un intervalle de résistances typiques des matériaux de tranchées, nous avons sélectionné un matériau de chaque famille avec une résistance en compression visée de 0,9 MPa pour une caractérisation plus complète. Malgré cette sélection, les deux matériaux ont affiché des résistances différentes : en compression et en fendage pour le mortier et respectivement pour le béton très maigre.

4. Essais de déformabilité à l'appareil triaxial

Des essais de compression triaxiale conventionnels (selon la norme NF P 94-074), en condition drainée ont été réalisés pour les deux matériaux sur des éprouvettes coulées dans des cylindres en plexiglas et conservées pendant 28 jours à 20°C. Ces essais consistent d'abord à appliquer une contrainte de confinement constante et ensuite une contrainte déviatorique, causant ainsi un cisaillement de l'éprouvette (Desai et Siriwardane, 1984). Une cellule triaxiale Wykeham Farrance International a été utilisée. Elle est adaptée aux éprouvettes de 100 mm de diamètre et de 200 mm de hauteur, ce qui permet de garantir la représentativité de nos échantillons de matériaux. Trois pressions de confinement ont été appliquées : 100, 200 et 400 kPa. La vitesse de cisaillement a été choisie à 0,1 mm/min. Un capteur de force interne et un comparateur de déplacement externe ont été utilisés. Ce dernier point est acceptable car nous nous intéressons au comportement en grandes déformations.

Des essais au GrindoSonic préliminaires ont permis de mesurer le module d'Young E et le coefficient de Poisson *v* dans le domaine des petites déformations. Nous avons obtenu E=3,95 GPa et v = 0,22 pour le mortier et E=5,79 et v = 0,10 pour le béton très maigre. Il faut signaler que cette valeur est étonnamment basse.

Le module sécant, E_{sec}, évoluant en fonction du confinement, est calculé à des déformations de l'ordre de 10^{-3} et le coefficient de Poisson, v, a été déterminé sur la première portion de la courbe de volume. Le coefficient de Poisson est relativement indépendant du confinement et du matériau (égal à 0,2). Du point de vue rigidité, les deux matériaux sont peu différents (164 MPa en moyenne pour le mortier et 178 MPa pour le béton très maigre).

La mesure du déviateur et du volume des échantillons pour chaque pression de confinement a permis la construction de la figure 2 sur laquelle les résultats expérimentaux sont présentés sous la forme de deux droites dites de résistance maximale (rupture) et d'état caractéristique (transition contractance/dilatance) dans un plan (p-q), avec q le déviateur des contraintes et p la contrainte moyenne. On

constate que les deux matériaux ont un comportement d'abord contractant puis dilatant, caractéristique des matériaux denses.

Une autre représentation dans le plan (τ-σ), avec τ la contrainte de cisaillement et σ la contrainte normale, montre que les points de l'enveloppe de résistance maximale s'alignent selon une droite, décalée vers le haut du fait de l'existence d'une cohésion, ce qui peut justifier l'utilisation du critère de Mohr-Coulomb défini par deux paramètres plastiques C (cohésion) et φ (angle de frottement interne).

L'analyse montre que le mortier a une cohésion de 141 kPa et un angle de frottement interne de 35° alors que l'on obtient respectivement 175 kPa et 47° pour le béton très maigre. Ces différences s'expliquent probablement par les différences de résistance mécaniques et de diamètre maximal de granulat des deux matériaux. Une comparaison entre les résistances en compression simple calculées à partir de C et de φ et les résultats expérimentaux en compression simple obtenus sur la presse triaxiale montre un écart de 3% pour le mortier et un écart de 19% pour le béton très maigre.

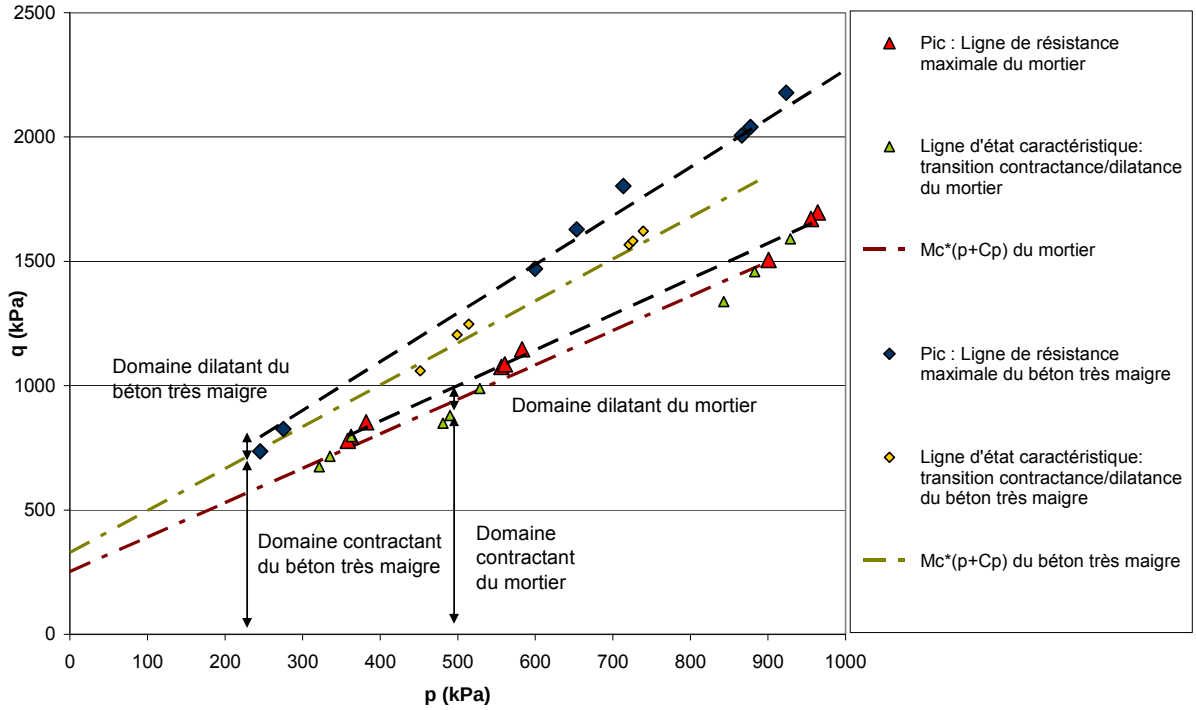


Figure 2. Plan (q-p) du mortier et du matériau granulaire

L'angle de dilatance, calculé sur la deuxième portion de la courbe de déformation volumique, évolue en fonction du confinement. Le mortier a des angles de dilatance plus faibles (9 à 15°) que le béton très maigre (15 à 24°) qui présente une asymptote à la courbe de dilatance plus pentue. La dilatance correspond à une augmentation de volume. La compacité plus élevée ainsi que le pourcentage de vide plus faible du matériau granulaire est probablement à l'origine de cette différence.

Par construction, les 5 paramètres de la loi de Mohr-Coulomb non associée ainsi calculés ne permettent pas de décrire correctement la transition élastique/plastique. C'est pourquoi nous avons eu recours à une autre loi non linéaire de type hyperbolique (Hardening Soil) (Duncan and Chen, 1970). L'ajustement des paramètres de cette loi, a été réalisé en simulant un essai de compression triaxiale

sous le logiciel géotechnique Plaxis. Une étude de sensibilité a d'abord permis de distinguer le rôle de chacun des 7 paramètres de la loi non linéaire ($E_{50}^{réf}$, ν, m, R_f, C, φ et ψ) et d'optimiser le calage de cette loi aux résultats expérimentaux afin de prendre en compte la non-linéarité (via R_f) et la dépendance au confinement (via m) (Mestat et Riou, 2001).

Pour illustration, la figure 3 rend compte de ces ajustements pour la courbe de cisaillement (déviateur-déformation axiale) obtenue sur le mortier.

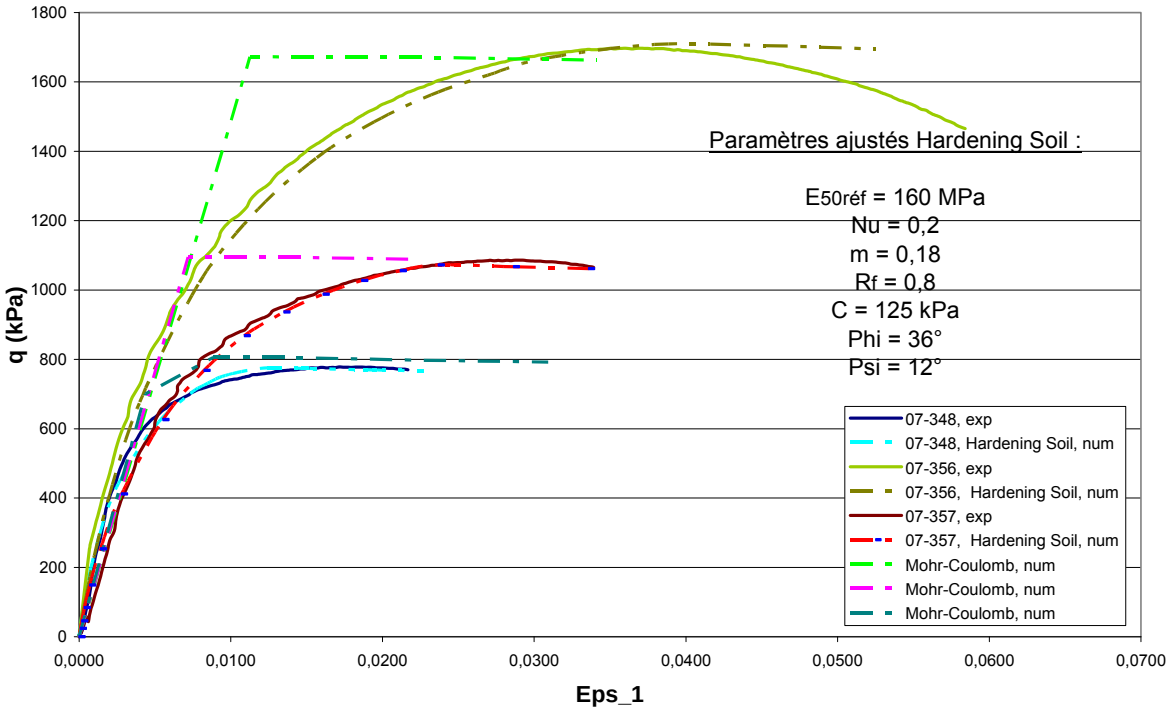


Figure 3. Confrontation des courbes expérimentale et théorique du mortier à la loi de type Hardening Soil
(en traits pleins la courbe expérimentale, en pointillés les courbes théoriques de Mohr-Coulomb et en traits discontinus celles de la loi Hardening Soil)

4. Conclusions

Deux types de matériaux autocompactants pour tranchées ont été fabriqués : des mortiers à forte teneur en air et un béton très maigre. Nous avons montré que leurs résistances en compression simple et en traction par fendage pouvaient être approchées par des lois « puissance » en prenant en compte le volume de ciment, d'eau et d'air. Dans le cas étudié, les bétons très maigres présentent, pour une même résistance en compression, une résistance en traction plus grande. Les essais triaxiaux ont montré une dépendance du module et du mode de rupture des éprouvettes au confinement et une dépendance du comportement contractant/dilatant en fonction de la composition. Ils nous ont permis d'identifier les paramètres de la loi de Mohr-Coulomb propres à nos matériaux. Enfin, nous avons approché le comportement de ces matériaux par une loi non linéaire de type Hardening Soil, qui semble bien adaptée. Une perspective pour la poursuite de ce

travail est d'étudier la dépendance des paramètres de comportement à la composition des mélanges, notamment au rapport eau/ciment et à la fraction des gravillons. On envisage également de simuler l'excavation à l'aide des lois de comportement identifiées, incorporées dans un code aux éléments finis.

6. Références bibliographiques

Boulay C., Belloc A., de Larrard F. et Torrentini J.M. (1992) Une nouvelle méthode de surfaçage des éprouvettes en béton à hautes performances et très hautes performances. Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées-179-Mai-Juin-PP. 43-56.

Certu (1998) Remblayage de tranchées, Utilisation de matériaux autocompactants. Etat des connaissances au 31 décembre 1997. Certu, Cete Normandie Centre.

Crouch L.K., Dotson V.J., Badoe D.A., Maxwell R.A., Dunn T.R. and Sparkman A. (2004) Long term Study of 23 Excavatable Tennesse Flowable Fill Mixtures. Journal of ASTM International, Vol.1, No.6, June 2004.

de Larrard (2000) Structures granulaires et formulation des bétons. Etudes et Recherches des Laboratoires des ponts et Chaussées. Ouvrages d'art OA34. 414 pages.

Desai C.S., Siriwardane H.J. (1984) Constitutive laws for engineering materials with emphasis on geologic materials. Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey 07632.

Dolen T. P. and Benavidez A.A. (1998) Properties of Low-strength Concrete for meeks cabin dam modification project, Wyoming. In the Design and Application of Controlled Low-strength materials (Flowable Fill), ASTM STP 1331, A.K. Howard and J.L. Hitch, Eds., American Society for Testing and Materials, 1998.

Du L., Folliard K.J. and Trejo D. (2002) Effects of constituent materials and quantities on water demand and compressive strength of controlled low-strength material. Journal of Materials in Civil Engineering, 485-495.

Duncan J. M. and Chang C.-Y. (1970) Nonlinear analysis of stress and strain in soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers.

Herr O., Vachon M., Sedran T., de Larrard F. et Balay M. (2001). Les matériaux autocompactants essorables de structures (MACES). Etude de faisabilité d'une nouvelle gamme de matériaux hydrauliques pour les assises de chaussées. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées-232-Mai-Juin-NT 4360-PP. 99-103.

Hitch J.L. et al. (2004) Innovations in Controlled Low-Strength Material (Flowable Fill). ASTM STP 1459. USA.

Hoopes R.J. (1998) "Engineering properties of air-modified controlled low-strength material", The Design and Application of Controlled Low-Strength Materials (Flowable Fill), ASTM STP 1331, A. K. Howard and J.L. Hitch, Eds., American Society for Testing and Materials, 1998.

Howard A.K. and Hitch J.L. (1998) The Design and Application of Controlled low-strength Materials (Flowable Fill). ASTM STP 1331. USA.

Maso J.-C. (1982) L'étude expérimentale du comportement du béton sous sollicitations monoaxiales et pluriaxiales dans "le béton hydraulique, connaissance et pratique". Paris, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1982.

Mathias V. (2005) Recyclage des fraisats d'enrobés dans les bétons hydrauliques routiers. Etudes et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussée-CR 38-227 pages.

McGrath T.J. and Hoopes R.J. (1998) Bedding factors and E'values for buried pipe installations backfilled with air-modified CLSM", The Design and Application of Controlled Low-Strength Materials (Flowable Fill) ASTM STP 1331, A. K. Howard and J.L. Hitch, Eds., American Society for Testing and Materials, 1998.

Mestat et Riou (2001) Méthodologie de détermination des paramètres pour la loi de comportement élastoplastique de Vermeer et simulations d'essais de mécanique des sols, Bulletin des Ponts et Chaussées, 225, mars-avril 2001, réf. 4391, pp. 19-39.

Pons F., Landwermeyer J.S. and Kerns L. (1998) "Development of engineering properties dor regular and quick-set flowable fill", The Design and Application of Controlled Low-Strength Materials (flowable Fill), ASTM STP 1331, A. K. Howard and J.L. Hitch, Eds., American Society for Testing and Materials, 1998.

NRMCA "Recommended Guide Specification for controlled Low Strength Materials (CLSM)", NRMCA Publication 2PFFGS, National Ready Mixed Concrete Association, Silver Spring, MD.

Norme Française NF P 98 231-1 Essais de compression simple.

Norme Française NF P 18-408 Essais de traction par fendage.

Norme Française NF P 94-074 (1994) Sols : reconnaissance et essais. Essais à l'appareil triaxial de révolution.

ETUDE EXPERIMENTALE ET NUMERIQUE DU DEBUT DE CONSOLIDATION DES SOLS FINS COHESIFS

STUDY EXPERIMENT AND NUMERICAL OF BEGINING CONSOLIDATION OF SOILS FIN COHESIVE

Quoc Duy NGUYEN[1], Gilbert LE BRAS[1], Nathaly BARBRY[1], Alain ALEXIS[1]
(1) Laboratoire de Génie Civil et Mécanique (GeM) - UMR, CNRS 6183 / Université de Nantes, 58, rue Michel Ange, 44600 Saint Nazaire Cedex, France.

RÉSUMÉ – L'étude de la sédimentation et de la consolidation des sols de très forte teneur en eau présente un grand intérêt scientifique par son aspect interdisciplinaire à la frontière hydraulique et géotechnique, et par l'importance de ses applications à la gestion des zones côtières aménagées ou naturelles, estuariennes, littorales et des boues industrielles. La démarche scientifique associe des méthodologies issus des approches hydraulique et géotechnique et comporte la réalisation d'un banc gamma-densimétrique asservi, d'essais paramétriques, d'un code de traitement et d'une analyse de représentativité des lois de comportement. Une comparaison expérimentation, modélisation permet de simuler le comportement de certains sols fins.

ABSTRACT – The study of sedimentation and consolidation of high-water-content soils is of great scientific interest with an interdisciplinary aspect at the hydraulic and geotechnical boundary, and with the importance of its application to the management of coastal zones, whether they are artificial or natural, and estuarine or littoral. This study deals with the geotechnical formation of high-water-content soils with the development of an experimental laboratory sedimentation/consolidation bench, with parametric tests, with a simulation code and with an analysis concerning the representatives of constitutive laws

1. Introduction

Depuis plusieurs années des besoins accrus se font sentir dans la connaissance du comportement du début de consolidation des sols de très forte teneur en eau. De nombreux problèmes s'y trouvent rattachés ; citons par exemple : les problèmes de trafic maritime ou portuaire, le dragage, l'évolution des fonds, les transports de sédiments…Ces différents champs nécessitent une prédiction de l'évolution des concentrations en sédiments, de leur hauteur et de leur résistance, en fonction du temps et des actions extérieures.

Le phénomène de sédimentation/consolidation est un processus physique continu dans l'espace et dans le temps. La théorie de sédimentation est basée sur le théorie de (Kynch, 1952) et la théorie de consolidation est adaptée aux grandes déformations grâce aux travaux de (Gibson et al. 1967,1981).

L'interaction de plusieurs phénomènes complexes peut apparaître lors du processus de sédimentation/consolidation de sédiments naturels : floculation, ségrégation (d'éléments plus grossiers dans une mixture d'éléments fins), compressibilité des

phases (à cause de la présence de matière organique), ou encore fluage sous faible contrainte de consolidation…

2. Expérimentations

2.1. Système expérimental

Pour réaliser des études paramétriques en laboratoire un banc gamma-densimétrique asservi auscultant une colonne de sédimentation a été amélioré. Ce système (figure 1) a été développé depuis plusieurs années par (Alexis et al., 2004, Le Bras, 2000). Il permet de mesurer la densité par un rayonnement gamma émis par une source qui traverse diamétralement la colonne (1,5m de hauteur, 100 mm de diamètre), sans remaniement de ce matériau très fragile. Les impulsions électriques du scintillomètre sont comptées par un calculateur dédié qui les convertit en densité. Les surpressions interstitielles sont mesurées par un capteur de pression très sensible (± 3Pa) connecté automatiquement aux 10 prises de pression réparties sur la colonne.

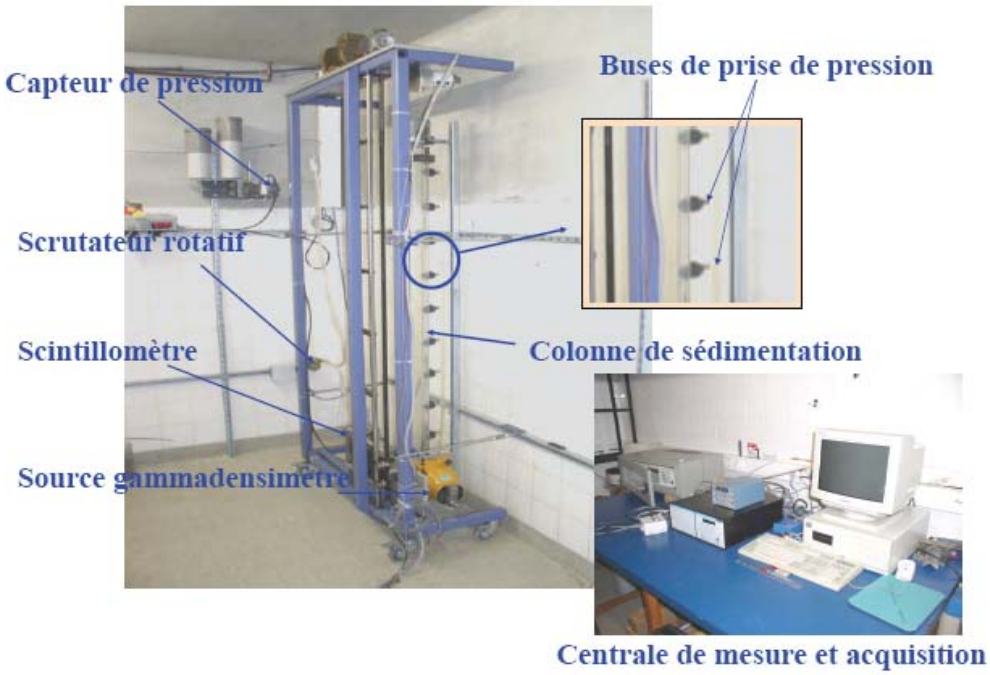


Figure 1. Système expérimental de laboratoire (banc gamma-densimétrique asservi)

Après le traitement semi-automatique des mesures, les résultats sont représentés graphiquement sous forme de profils. Les deux types de mesures effectuées sont les concentrations volumiques et les surpressions. Un essai typique consiste en l'auscultation d'une colonne de 1,5 m de hauteur contenant un sédiment préparé à 100 g/l. Les mesures sont réalisées de 1,33 mn à 32 jours en progression géométrique.

Les mesures sont effectuées dans une chambre froide, la température est régulée 10°C pour éviter l'influence de la décomposition des matières organiques.

Le système est adapté aux différents types de sols naturels ou matériaux artificiels (kaolin, boue industrielle) de très forte teneur en eau. Les lois de comportement d'un sol en cours de sédimentation/consolidation (contrainte effective, perméabilité) peuvent être déterminées par dépouillement des profils densité et surpression interstitielle.

2.2 Caractéristiques des matériaux étudiés

Deux matériaux ont été étudiés dans cet article : Kaolin et vase naturelle de Méan (Loire, France). La concentration initiale de ces matériaux est de 100 g/l correspondant à une concentration volumique de 0,037. Le tableau I synthétise les principales caractéristiques des matériaux étudiés.

Tableau I. Caractérisations des matériaux étudiés

Matériau	d50 (μm)	Granulométrie passant à 63 (μm)	Limite de liquidité W_L (%)	Limité de plasticité W_P (%)	G_S (-)	G_W (-)
Kaolin	2μm	4%	64,5	32,2	2,7	1
Vase de Méan	20μm	77%	84	53	2,7	1.01

2.3 Résultats expérimentaux

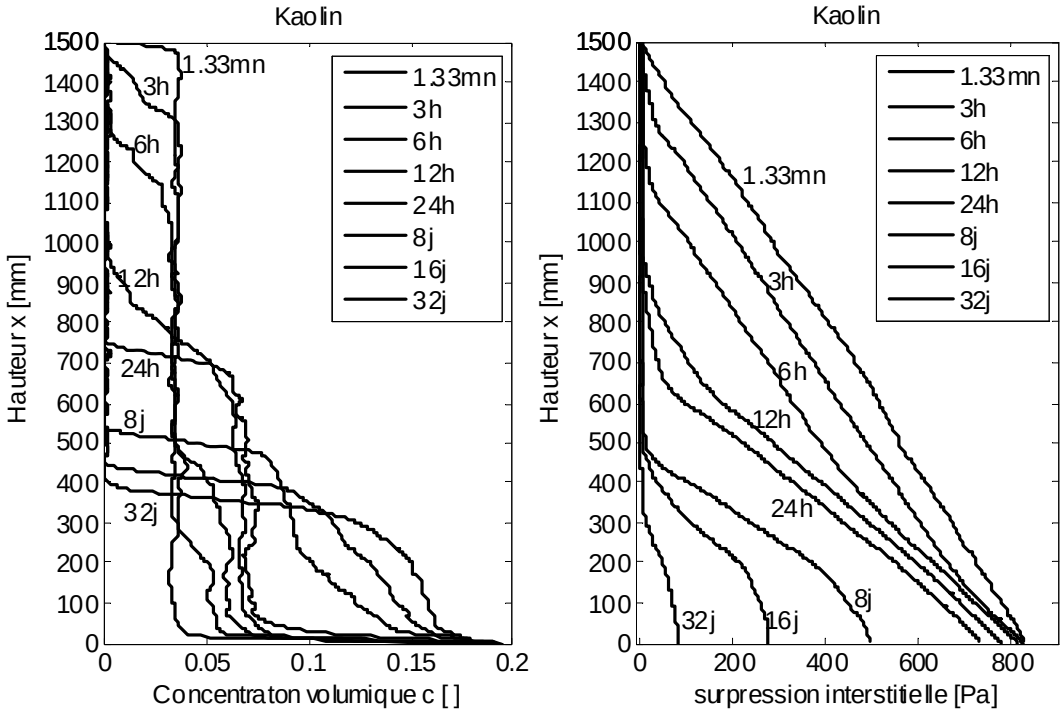
En observant les profils de concentration volumique de Kaolin (figure 2a), on constate que pendant le premier stade du processus (t = 1.33 mn), les sédiments se comportent comme une suspension dont le poids des particules est supporté par la phase fluide et dont la concentration volumique reste proche de sa valeur initiale. Au fur et à mesure que le tassement progresse, les profils mettent en évidence l'accumulation de sédiment au fond de la colonne de sédimentation. Cette évolution se traduit sur les profils de densité.

Pendant le premier stade du processus, les courbes de surpression interstitielle sont très proches et quasiment rectilignes (répartition triangulaire) dû au contrainte quasi-nulle dans la partie supérieure de la colonne et ces courbes s'écartent régulièrement dans la partie inférieure (figure 2b) avec l'augmentation des contraintes effectives. Au cours du temps les surpressions se dissipent lentement dans le dépôt. Il y a une dissipation rapide des surpressions interstitielles en tête de colonne et plus lente au fond.

Avec les mêmes profils mais dans le cas de la vase naturelle Méan, on constate une même évolution générale, cependant un pic de concentration existe au fond à cause de la ségrégation de particules grossières (figure 3a) ce qui a été vérifié par une analyse granulométrique en fin d'essai.

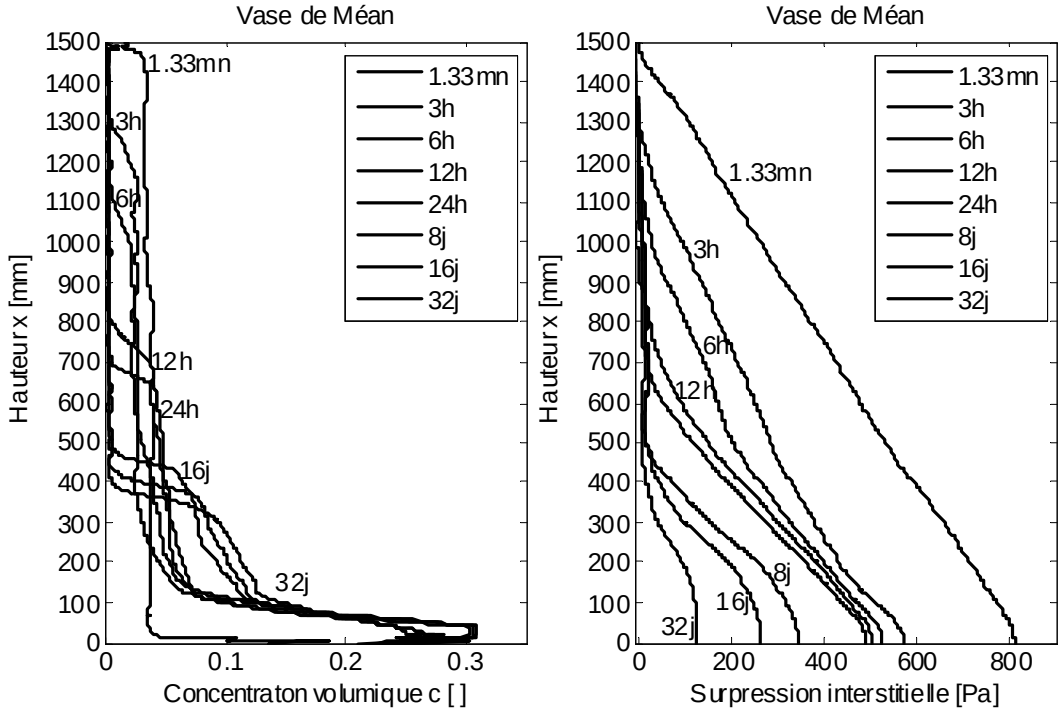
Le dépouillement permet l'étude des lois de comportement : contrainte effective (σ'_v) et perméabilité réduite (k_r) (qui est le produit de la perméabilité (k) par la concentration c). Ces deux lois sont étudiées en fonction de la concentration volumique et de la contrainte totale nette σ_n (qui est la contrainte totale moins la pression hydrostatique u_h, et qui n'est pas la contrainte effective σ' puisqu'elle comporte encore la surpression interstitielle u) et donc une coordonnée lagrangienne (figure 4) :

$$\sigma = \sigma' + u_h + u \quad \text{et} \quad \sigma_n = \sigma' + u \qquad (1)$$



(2a) **(2b)**

Figure 2. Les profils de concentration volumique (2a) et surpressions interstitielles (2b) de Kaolin 100g/l



(3a) **(3b)**

Figure 3. Profils de concentration volumique (3a) et surpressions interstitielles (3b) de Vase de Méan 100g/l

On peut synthétiser le comportement du Kaolin à 100 g/l par une loi de contrainte effective et une loi de perméabilité réduite (loi 1 et loi 2, figure 4a et 4b). Par contre, pour la vase naturelle Méan, basé sur le comportement différencié des particules grossiers qui chutent plus vite (phénomène de ségrégation) et d'une pâte des particules fines, présente plutôt plusieurs lois de comportement (en surface, au fond, et intermédiaire) engendrées par le phénomène de ségrégation (figure 4c et 4d).

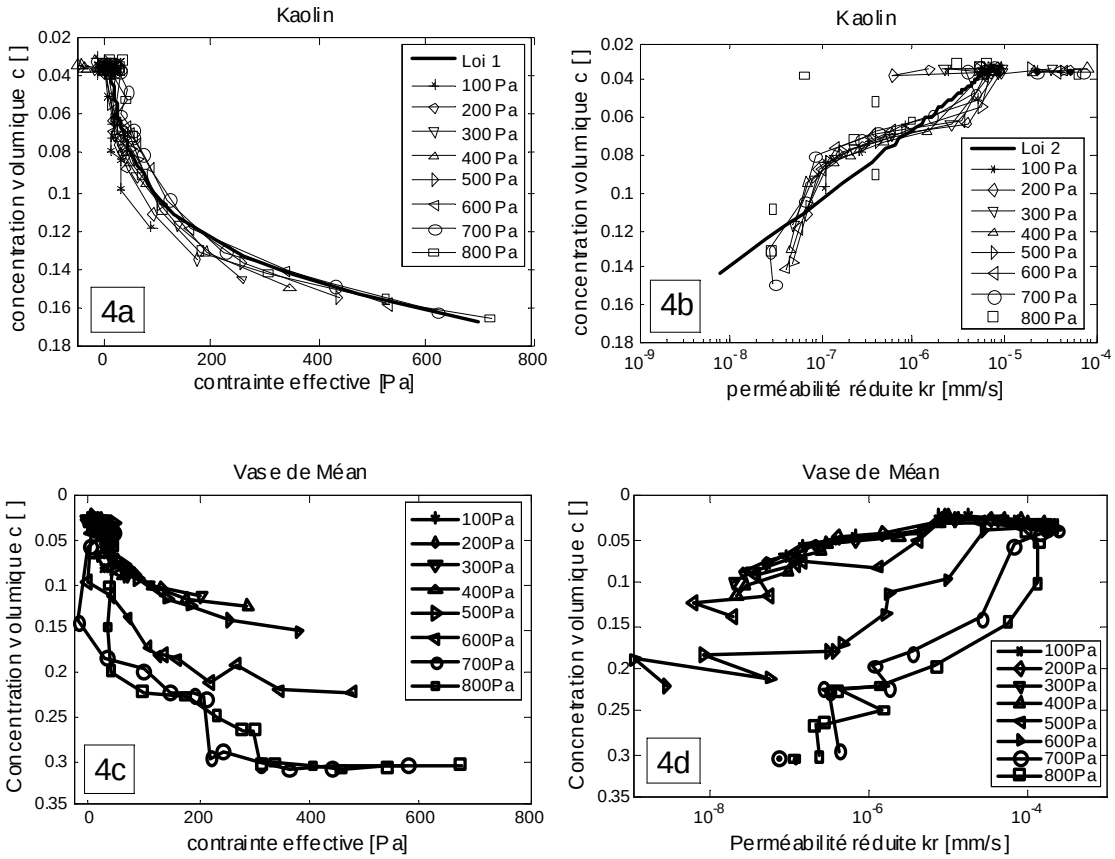


Figure 4. Evolution de contrainte effective et la perméabilité réduite en fonction de concentration volumique de Kaolin 100g/l (4a, 4b) et de la vase Méan 100g/l (4c, 4d)

3. Modèle numérique

La concentration volumique c (ou compacté) est défini par le rapport volumique des solides au volume total :

$$c = \frac{1}{1+e} = 1 - n \tag{2}$$

avec e : l'indice des vide et n : la porosité

Le phénomène de sédimentation/consolidation est décrit par les équations principales suivantes:

- équations de conservation de la matière :

$$\overbrace{\frac{\partial c}{\partial t} = -\frac{\partial (c \cdot v_s)}{\partial x}}^{\text{Solide}} \quad \text{et} \quad \overbrace{\frac{\partial (1-c)}{\partial t} = -\frac{\partial \left[(1-c)\cdot v_w\right]}{\partial x}}^{\text{fluide}} \tag{3}$$

avec v_s vitesse des solides, v_w vitesse de l'eau

- équations d'équilibre mécanique :

$$\frac{\partial \sigma_v}{\partial x} = -\gamma = -\left[c\gamma_s + (1-c)\gamma_w\right] \quad (4)$$

avec σ_v contrainte totale verticale, γ poids volumique global, γ_s poids volumique des solides, γ_w poids volumique de l'eau

- postulat de Terzaghi :

$$\sigma_v^{'} = \sigma_v - u_w = \sigma_v - \left(u_h + u\right) \quad (5)$$

avec u_w pression interstitielle, u_h pression hydrostatique, u surpression interstitielle

- loi de Darcy :

$$v_m = -k(c)\cdot i = -\frac{k(c)}{\gamma_w}\cdot\frac{\partial u}{\partial x} \quad (6)$$

avec v_m vitesse moyenne, i gradient hydraulique

- contrainte effective en fonction de la concentration volumique c :

$$\sigma_v^{'}(c) \quad (7)$$

La combinaison de ces équations nous donne une équation hyperbolique non linéaire à deuxième ordre dans un système de coordonnées naturelles composé de deux variables indépendantes (x,t). L'équation du processus de sédimentation/ consolidation (7) se présente sous forme suivante :

$$\frac{\partial c}{\partial t} - \frac{\gamma_s^{'}}{\gamma_w}\frac{\partial}{\partial x}\left(c\cdot k_r\right) - \frac{1}{\gamma_w}\frac{\partial}{\partial x}\left(k_r\cdot\frac{\partial \sigma_v^{'}}{\partial x}\right) = 0 \quad (8)$$

La résolution de l'équation (7) avec les conditions aux limites s'effectue en différences finies (1DV) à l'aide des lois de comportement retenues. Le calcul s'effectué en environ 30 minutes pour 32 jours simulés. Les détails de la résolution numérique ne sont pas présentés ici.

Les résultats de la comparaison simulation – expérimentation pour le Kaolin 100g/l peuvent être présentés sous forme d'une évolution des profils de concentration (figure 5). Cependant cette représentation est peu lisible.

Nous préférons une présentation en iso-contrainte totale nette (figure 6), qui est assimilable aux trajectoires des particules pour un matériau fin (Alexis et al. 2004).

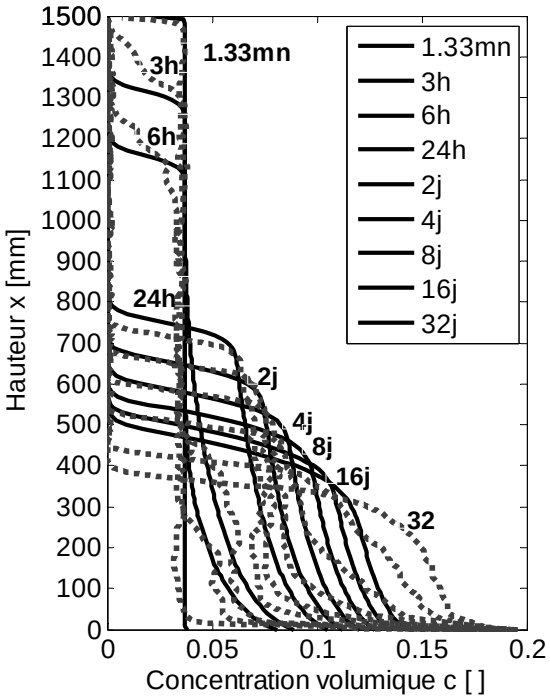


Figure 5. Simulation des profils de concentration volumique de Kaolin 100g/l

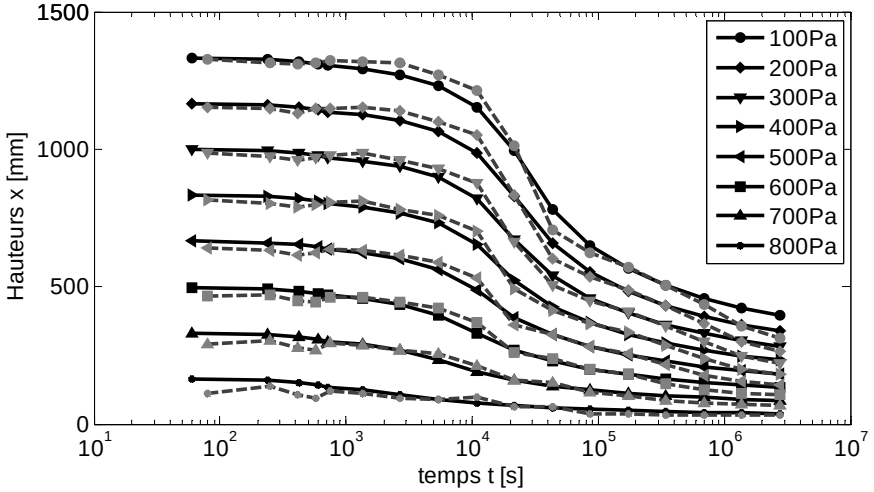


Figure 6. Simulation de la trajectoire des particules de Kaolin 100g/l

L'accord entre trajectoires expérimentales et simulées est satisfaisant. Cependant un meilleur calage des lois de comportement (notamment la perméabilité réduites) permettrait d'améliorer la simulation pour les derniers temps.

Pour le sédiment naturel de Méan, la simulation n'est pas encore réalisable car le code nécessite l'introduction de lois représentant la ségrégation.

4. Conclusions

Le système expérimental et la simulation présentés semblent permettre de caractériser de manière satisfaisante le début de consolidation d'un sol fin simple comme le Kaolin. Cette caractérisation repose sur le bon accord entre des mesures effectuées à l'aide d'un banc gamma-densimétrique asservi spécifique, et des résultats simulés obtenus par un code spécifique 1DV en grandes déformation, basé sur les notions de contrainte effective et de perméabilité étendues aux sols faiblement concentrés.

Cependant la caractérisation d'un sédiment naturel nécessite un approfondissement de la modélisation de la ségrégation.

Les applications scientifiques et industrielles de cette étude sont principalement la gestion environnementale des envasements des souilles, chenaux et retenues de barrage, ainsi que l'amélioration de la connaissance de l'augmentation de la densité et de la résistance d'un dépôt sédimentaire, dans le cadre d'un meilleur suivi du fonctionnement d'un ouvrage hydraulique en liaison avec la qualité de l'eau et de l'environnement.

Notre démarche interdisciplinaire permet d'ouvrir de nombreuses perspectives de recherche sur la liaison hydraulique - géotechnique dans les milieux littoraux, estuariens, portuaires ou lacustres.

5. Références bibliographiques

Alexis A., Le Bras G., Thomas P. (2004) Experimental bench for study of settling-consolidation soil formation. Geotechnical Testing Journal, vol.27, n°6, p. 557-567.

Davis R. H. (1996) Velocities of sedimenting particles in suspensions. Advances in fluid mechanics. Southampton: Computational mechanics publications. Chap. 6, p. 161-198.

Gibson R. E., England G. L., Hussey M. J. L. (1967) The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays. Géotechnique, vol.17, n°3, p. 261-273.

Gibson R. E., Schiffman R. L., Cargill K. W. (1981) The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays. II. Finite nonlinear consolidation of thick homogeneous layers. Canadian Geotechnical Journal, vol.18, n°2, p. 280-293

Kynch G. J. (2000) A theory of sedimentation. Trans. Faraday Soc., vol.48, p. 166-176.

Le Bras G. (2000) Etude Expérimentale du Début de Consolidation de Sédiments Fins Naturels. Thèse de doctorat, Université de Nantes.

CARACTERISATION DE L'ANISOTROPIE DES MASSIFS DE SOLS

ANISOTROPY CHARACTERIZATION OF SOIL MASSES

Thanh Loc NGUYEN[(1)], Fabien SZYMKIEWICZ[(2)], Philippe REIFFSTECK[(1)]
[(1)] *Université Paris Est, LCPC, Paris, France*
[(2)] *Master CNAM, Paris France*

RÉSUMÉ – Cette communication présente une étude de l'anisotropie des sols menée avec les essais triaxiaux avec éléments piézo-électriques (bender elements). L'analyse des résultats a mis en évidence les tendances concernant les évolutions des paramètres de déformabilité et à l'état critique des sols en fonction du type d'anisotropie.

ABSTRACT – This paper presents a study of soil anisotropy using triaxial tests with bender elements measurement. The results show the evolution of deformability and critical state parameters of these soils depending on the type of anisotropy.

1. Introduction

L'anisotropie est une caractéristique du comportement mécanique des sols, cette caractéristique exerce une influence importante et déterminante sur les résultats des calculs de dimensionnement des ouvrages. C'est le cas, en particulier, pour les sols qui ont subi dans le passé une forte consolidation ou qui ont été déposés par couches successives horizontales. Pour simplifier les calculs, le comportement du sol est normalement assimilé par les praticiens à celui d'un matériau isotrope. Toutefois, dans certains cas, une telle assimilation peut provoquer des erreurs importantes et aboutir à des résultats inappropriés.

2. Programme expérimental

Deux types d'éprouvettes ont été confectionnés dans le cadre de ce programme expérimental :

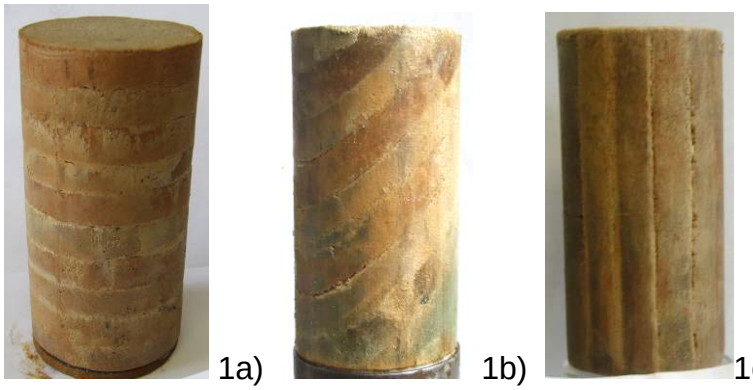
- le type 1 est composé de couches de mélange sable-argile homogènes consolidées à différentes pressions de préconsolidation dans le but d'étudier l'anisotropie due à la surconsolidation ou l'anisotropie induite et
- le type 2 est constitué de couches de sable et d'argile. Il est utilisé pour étudier l'anisotropie résultant de la sédimentation par couches ou autrement dit l'anisotropie matérielle.

Le dernier type d'éprouvette a déjà été utilisé lors d'une précédente étude de l'anisotropie (Krishna Murthy et al., 1980a ; Krishna Murthy et al., 1980b). Un mélange de 70% de sable et de 30% d'argile a été retenu pour pouvoir atteindre un état de densité optimal allié à des caractéristiques mécaniques élevés (Mvondo-Ondoa, 1979 ; Reiffsteck et al., 2007 ; Yang et al, 2006). Cette proportion est conservée pour les éprouvettes de type 2 et ce quelle que soit l'inclinaison des couches.

2.1 Éprouvettes de type 1

Les éprouvettes de type 1 se composent de couches homogènes superposées et consolidées en condition oédométrique respectivement sous des contraintes différentes (Nguyen et al, 2007) (figure 1).

Deux blocs de mélange (70% sable et 30% kaolinite, w=12%) sont consolidés séparément jusqu'à 50 (e= 0,58 ; γ_h= 1,88 g/cm^3) et 200 kPa (e= 0,54 ; γ_h= 1,93 g/cm^3) (figure 2a). Ils sont stockés dans une chambre de conservation à température et hygrométrie contrôlées, dans des sacs hermétiquement fermés pour empêcher les variations de teneur en eau. Ensuite, chaque bloc est tranché en couches d'épaisseur centimétrique. Le nombre de couches découpées est estimé selon l'inclinaison α des couches (horizontale, verticale ou à 45°). Après avoir intercalé les couches des deux blocs, on reconfine la « nouvelle éprouvette » à la pression verticale de 50 kPa pour assurer le collage entre les couches.

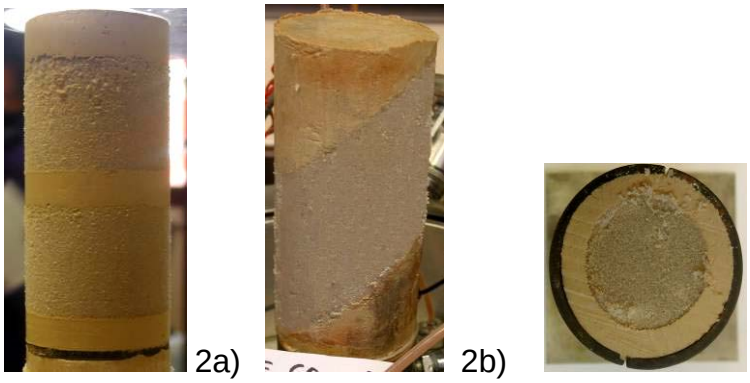


1a) 1b) 1c)

Figure 1 : Les éprouvettes de type 1 : a) couches horizontales, b) couches inclinées à 45°, c) couches verticales

2.2 Éprouvettes de type 2

Les éprouvettes de type 2 se composent de couches de sable et de kaolinite qui sont consolidées séparément à la même pression (figure 2). Les couches sont ensuite assemblées pour former les éprouvettes puis celles-ci sont consolidées une nouvelle fois à une pression de 160 kPa avant d'être montées.



2a) 2b) 2c)

Figure 2 : Les éprouvettes de type 2 : a) couches horizontales, b) couches inclinées à 45°, c) couches verticales

Cette procédure est plus rapide et moins lourde que celle utilisée par Krishna Murthy et al. (1979). Pour des raisons de praticité, les éprouvettes avec couches verticales sont réalisées sous forme de cylindres emboîtés.

Le rapport de la masse de sable sur la masse totale est égal à 70% et celui de la masse de kaolinite sur la masse totale est de 30%. Nous avons calculé le poids de matériau sec et la quantité d'eau à ajouter en fonction du niveau de compactage recherché (p_o=160 kPa et w = 12%).

3. Procédure d'essais

Vingt trois essais triaxiaux ont été réalisés : douze éprouvettes de type 1a, 1b, 1c à des pressions de consolidation de 50, 100, 150 kPa et 200 kPa, et onze éprouvettes de type 2, consolidées aux mêmes pressions (Blivet et Mieussens, 2001).
Les essais sont réalisés en condition drainée, avec une contrepression maintenue constante à 200 kPa. Des mesures de propagation d'ondes de cisaillement par mise en vibration d'éléments piézo-électriques ont été réalisées dans les éprouvettes (figure 3). Ces essais sont communément appelés essais aux Bender Elements (BE).
Dans le but d'avoir un nombre de résultats significatif, chaque éprouvette est consolidée en plusieurs paliers de 50 kPa, avec un essai BE effectué à la fin de chaque phase de consolidation ; les vitesses de propagation des ondes sinusoïdales dans l'éprouvette sont mesurées. La pression interstitielle et la contrainte moyenne effective p' étant maintenues constantes, les essais se terminent lorsque la déformation axiale ε_1 atteinte 15%.

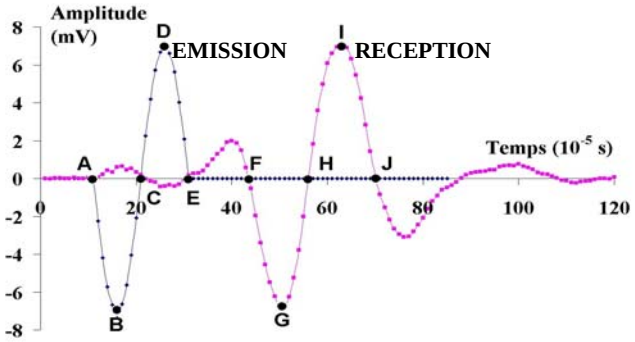


Figure 3 : Mesure de propagation d'ondes par éléments piézoélectriques

Nous nous sommes appuyés sur le travail de Sharifipour (2006) qui préconise d'utiliser, pour le calcul, le laps de temps équivalant à la distance entre les points A et F pour minimiser l'erreur due à « l'effet des champs proches ».

4. Résultats d'essais

4.1 Détermination du module de cisaillement:

Le module de cisaillement est calculé à partir de la formule classique suivante :

$$G = \rho V_S^2$$

Avec : ρ : la masse volumique de l'éprouvette (kg/cm^3).

V_S : vitesse de propagation de l'onde de cisaillement dans l'éprouvette (cm/s).

Dans la suite, les termes G_0, G_{45}, G_{90} désignent respectivement les modules de cisaillement des éprouvettes avec couches horizontales, inclinées à 45° et verticales.

Tableau I: Valeurs déterminées des modules de cisaillement

	Type 1			Type 2		
inclinaison des couches	0°	45°	90°	0°	45°	90°
p' (kPa)	G (MPa)					
50	100,21	118,46	115,91	32,20	59,42	50,86
100	144,21	170,60	182,07	80,13	87,65	91,08
150	183,58	217,09	223,75	102,45	104,14	104,98
200	209,36	248,06	256,32	118,53	112,25	116,83

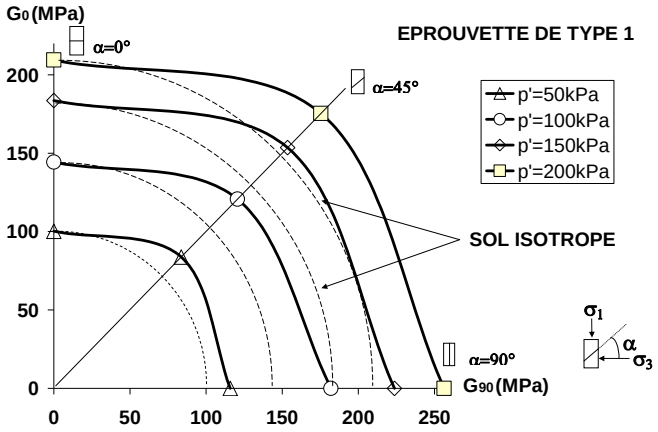


Figure 4 : Les valeurs du module de cisaillement des éprouvettes de type 1 pour différentes inclinaisons.

La figure 4 présente les valeurs du module de cisaillement déterminées à partir des essais de propagation d'ondes des éprouvettes de type 1 à différentes contraintes moyennes effectives. On observe un comportement anisotrope du matériau des éprouvettes de type 1 qui présente une différence relativement importante entre les modules des éprouvettes verticales et à 45° et ceux des éprouvettes horizontales.

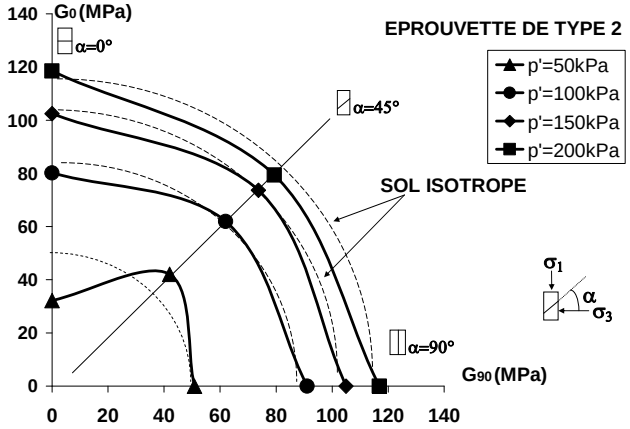


Figure 5 : Les valeurs du module de cisaillement des éprouvettes de type 2 pour différentes inclinaisons.

Contrairement à ce qui a été observé pour les éprouvettes de type 1, on trouve sur la figure 5 que la variation des modules des éprouvettes de type 2 est plus complexe. L'anisotropie des modules de cisaillement des éprouvettes de type 2 est visible lorsque la contrainte moyenne effective est faible (p'=50 kPa) avec $G_0 < G_{90} < G_{45}$.

Afin de mieux analyser le comportement anisotrope des éprouvettes, on a déterminé le rapport entre les modules des éprouvettes verticales et à 45° avec ceux des éprouvettes horizontales. Selon cette définition, n_{45}, n_{90} désignent respectivement les rapports $\frac{G_{45}}{G_0}, \frac{G_{90}}{G_0}$. Dans le cas du matériau isotrope, on a évidemment $n_0 = n_{45} = n_{90} = 1$.

Le tableau II présente les valeurs de n_0, n_{45}, n_{90} déterminées à partir des valeurs du tableau 1.

Tableau II : Valeurs de « n »

	Type 1			Type 2		
inclinaison des couches	0°	45°	90°	0°	45°	90°
p' (kPa)	n=G/G0					
50	1,00	1,18	1,16	1,00	1,85	1,58
100	1,00	1,18	1,26	1,00	1,09	1,14
150	1,00	1,18	1,22	1,00	1,02	1,02
200	1,00	1,18	1,22	1,00	0,95	0,99

Les figure 6a et 6b montrent la variation de « n » en fonction de la contrainte moyenne effective (*p'*) des éprouvettes de type 1 et de type 2. Pour les éprouvettes de type 1, les valeurs n_{45}, n_{90} sont assez « stables » autour de 1,2. Cela veut dire que la différence des modules est peu sensible à l'augmentation de la contrainte moyenne effective. Cette observation est contradictoire avec la prédiction intuitive de l'homogénéisation des éprouvettes de type 1 sous l'effet des contraintes de consolidation importantes.

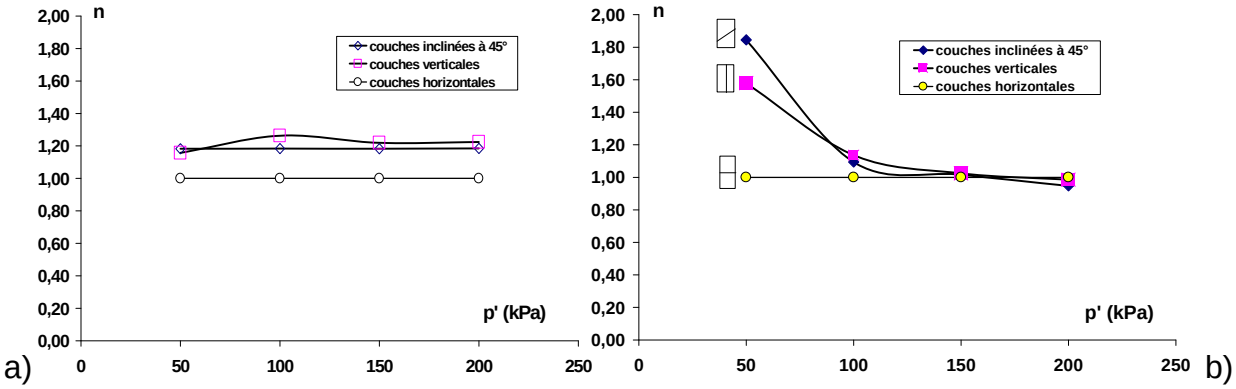


Figure 6: Variation de « n » en fonction de *p'* (a) type 1 (b) type 2

En revanche, sur la figure 6b, cas des éprouvettes de type 2 représentant l'anisotropie matérielle, on trouve un comportement différent, les valeurs de « n » convergent vers 1 avec l'augmentation de la contrainte moyenne effective.

4.2 État limite des contraintes

La figure 7 montre la variation du rapport des contraintes normalisé par la valeur obtenue pour les couches horizontales avec l'inclinaison des couches. On observe que le rapport des contraintes est minimal pour α=45° pour les essais de compression.

Krishna Murthy et al. (1980) obtiennent une valeur quasiment égale pour les couches horizontales et verticales, ce que nous n'observons pas lors de nos essais. La différence est sans doute due à la géométrie différente choisie pour les éprouvettes verticales. Les résultats sont quasi indépendants de la contrainte moyenne. Afin d'observer, dans la présente étude, l'influence de l'anisotropie dans le cas d'une étude classique à l'appareil triaxial de révolution, on caractérise la rupture par le rapport M=q/p'.

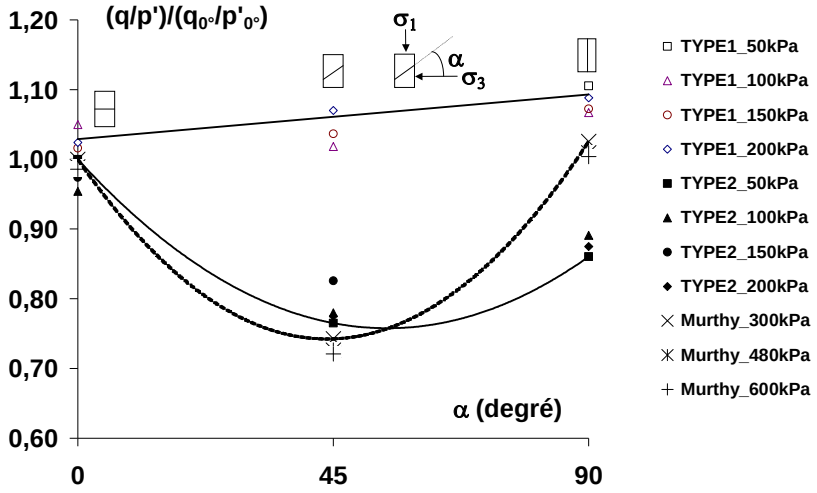


Figure 7 : Variation de la résistance au cisaillement drainée normalisée en fonction de l'inclinaison des couches

Tableau III: Contraintes critiques des éprouvettes de type 1

TYPE 1 (MELANGE)					
$\alpha = 0°$		$\alpha = 45°$		$\alpha = 90°$	
q_c (kPa)	p'_c (kPa)	q_c (kPa)	p'_c (kPa)	q_c (kPa)	p'_c (kPa)
89,2	57,2	91,5	57,5	85,0	55,9
158,4	106,9	147,9	107,0	151,0	107,0
219,6	158,2	212,7	154,8	218,9	156,7
289,3	211,0	289,9	207,2	281,9	200,4

Tableau IV: Contraintes critiques des éprouvettes de type 2

TYPE 2 (COUCHES)					
$\alpha = 0°$		$\alpha = 45°$		$\alpha = 90°$	
q_c (kPa)	p'_c (kPa)	q_c (kPa)	p'_c (kPa)	q_c (kPa)	p'_c (kPa)
78,9	52,9	58,8	48,7	68,4	57,2
146,2	104,6	125,1	107,0	130,8	104,0
212,6	150,0	182,9	149,9	248,6	199,8
295,6	208,7	233,6	205,2		

Les tableaux III et IV récapitulent les points caractéristiques dans le plan (p', q) de l'état critique des deux types d'éprouvette en fonction de l'inclinaison des couches (α). Ces points sont reportés, ainsi que les droites de l'état critique, sur les figures 8a et

8b. On remarque que, pour les éprouvettes de type 1, l'inclinaison des couches ne semble pas avoir d'influence sur l'état critique (figure 8a) tandis que, pour les éprouvettes de type 2, cette influence est clairement visible (figure 8b). Le tableau 6 présente les valeurs du rapport des contraintes à l'état critique ($M = q_c/p'_c$) des deux types d'éprouvette en fonction de l'inclinaison des couches.

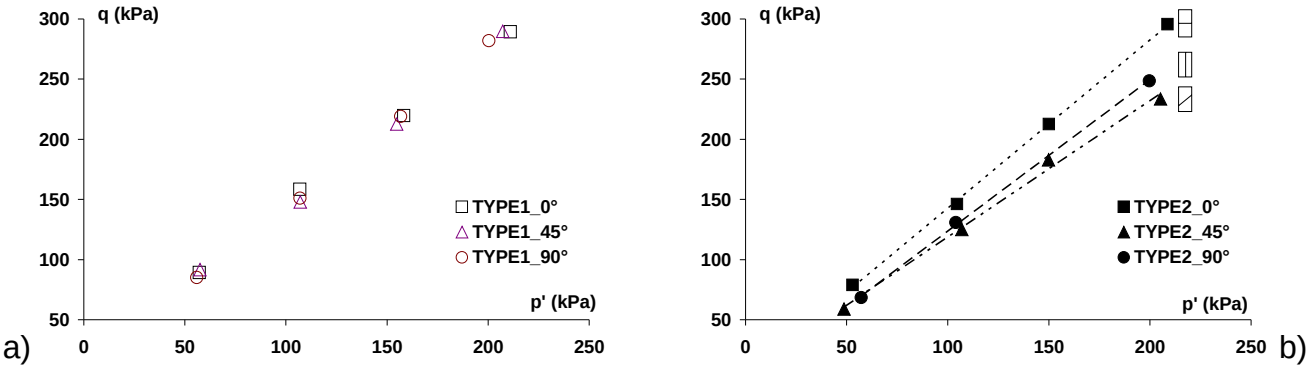


Figure 8 : Détermination des droites d'état critique dans le plan (p', q)

Tableau V : Détermination de "M" en fonction de l'inclinaison des couches

α	M		
degré	Nguyen T.L.		Murthy M.K.
	Type 1	Type 2	Type 2*
0	1,29	1,40	1,13
45	1,33	1,13	0,81
90	1,36	1,26	1,14

Sur la figure 9a on montre que, dans les cas des éprouvettes de type 1, la valeur de « M » croit légèrement en fonction de l'inclinaison des couches, mais pour les éprouvettes de type 2, il n'y pas de corrélation discernable entre « M » et « α ». Selon la courbe des éprouvettes de type 2, les éprouvettes 2b (couches inclinées à 45°) sont moins « résistantes » que les éprouvettes 2a (couches horizontales) et 2c (couches verticales).

Nos résultats sont similaires avec ceux du travail réalisé en 1980 par Krishna Murthy et al.(1980) (figure 9b). Leurs résultats sont également présentés dans le tableau V.

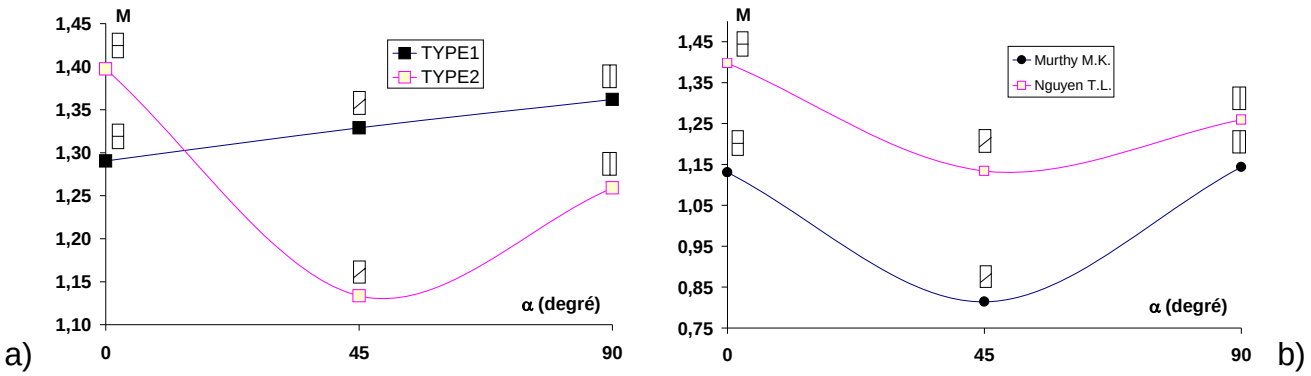


Figure 9 : Variation de "M" en fonction de l'inclinaison des couches

5. **Conclusions**

Les observations obtenues dans cette étude nous permettent de conclure que :

Dans le domaine élastique, l'anisotropie matérielle des sols tend à être « homogénéisé » avec l'accroissement de la pression de consolidation tandis que l'anisotropie induite est quasiment indépendante de la contrainte moyenne.

A l'état critique, l'anisotropie induite n'est plus discernable mais dans le cas de l'anisotropie matérielle, la variation du rapport des contraintes critiques en fonction de l'inclinaison des couches est bien mis en évidence et ce résultat est conforme aux résultats d'une étude précédente.

L'ignorance de l'anisotropie ou l'absence volontaire de prise en compte peut entraîner une sous évaluation des paramètres de déformation de l'ordre de 85% (en petites déformations) et une surévaluation de l'angle de frottement d'environ 18%.

Une des implications de ces résultats pourrait être de conseiller la réalisation d'essais inclinés pour déterminer les paramètres les plus pertinents lorsque l'existence de l'anisotropie est soupçonnée.

6. **Références bibliographiques**

Blivet J.C., Mieussens C. (2001) Détermination de la résistance au cisaillement des sols, en laboratoire. Projet de méthode d'essai L.P.C. 18 pages

Boussaid K., Ferber V., Garnier J., Thorel L. (2003) Intermediate soils for physical modelling, Geotechnical Measurement and Modelling, Natau, Fecker & Pimentel eds, pp. 435-440

Krishna Murthy M., Sridharan A. , and Nagaraj T. S. (1979) A laboratory method for preparation of a layered soil system, Geotech. Testing J., Vol. 2, No. 3, pp. 163-166

Krishna Murthy M., Sridharan A. , and Nagaraj T. S. (1980) Strength path effects on the strength of a layered soil, Can. Geotech. J., Vol. 17, pp. 603-607

Krishna Murthy M., Sridharan A. , and Nagaraj T. S. (1980) Strength Anisotropy of Layered Soil System, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 106, No. 10, October 1980, pp. 1143-1147

Mvondo-Ondoa J. (1979) Rôle de la granularité et de la composition minéralogique sur la compactabilité et la résistance au cisaillement des mélanges de sable et d'argiles, Doctorat de l'ENSM de Paris et Paris VI, 150 pages

Nguyen T.L. et al. (2007) Étude expérimentale de la rhéologie de mélanges sable-kaolinite, 18ème Congrès Français de Mécanique, 29 août 2007,Grenoble p.2

Reiffsteck Ph., Nguyen Pham P.T. Arbaut, J. (2007) Influence de la répartition granulométrique sur le comportement mécanique d'un sol, BLPC, N°268-269

Sharifipour, M. (2006) Caractérisation des sols par propagation d'ondes analyse critique de la technique des bender extender elements. Thèse de doctorat, ECN 192 pages

Yang S. L., Sandven R.,Grande L. (2006) Steady-state lines of sand–silt mixtures Can. Geotech. J. 43(11): 1213–1219

REFLEXIONS SUR L'IDENTIFICATION DES PARAMETRES EN GEOTECHNIQUE

COMMENTS ON THE IDENTIFICATION OF PARAMETERS IN GEOTECHNICS

Aurélie PAPON, Yvon RIOU, Christophe DANO, Pierre-Yves HICHER
GeM, Institut de Recherche en Génie Civil et Mécanique, Nantes, France

RÉSUMÉ – De nombreux travaux de recherche ont été consacrés au comportement des sols. Toutefois, il nous semble que les méthodes d'identification des paramètres des lois de comportement n'ont pas bénéficié de la même attention. Afin de juger de la pertinence de certaines méthodes, il est proposé, dans ce travail, de tester divers outils d'optimisation sur des essais pressiométriques.

ABSTRACT – Many research projects has been devoted to the constitutive models of soils. However, it seems that similar attention has not been paid to the identification parameters methods. In order to evaluate the relevance of some methods, various optimization tools are tested on pressuremeter tests.

Introduction

Lors du GRECO, Groupement de recherche coordonnée qui, de 1986 à 1994, a réuni une grande partie de la communauté française du génie civil, les géotechniciens ont focalisé leurs travaux sur les lois de comportement et sur la validation de ces dernières dans des situations principalement académiques. Si dans ses conclusions, ce réseau de laboratoires insistait sur la pertinence des modèles rigoureux et sophistiqués, à savoir les modèles élastoplastiques, à multi-mécanismes, à écrouissage cinématique, à lois d'écoulement non associées, à élasticité non linéaire, il évoquait la forte incidence de l'identification des paramètres dans les résultats d'une modélisation et la nécessité de mener des travaux de recherche dans ce domaine. Si ce sujet est parfois abordé, force est de constater que cette étape dans la simulation d'un ouvrage reste encore assez mal appréhendée et constitue un frein au développement des techniques les plus modernes de simulation. Cette problématique se retrouve également à des niveaux plus amont que la modélisation des ouvrages. C'est le cas notamment des études sur l'analogie entre le comportement cyclique des matériaux et leur comportement visqueux, analogie qui permettrait de s'affranchir de calculs longs et fastidieux lors de la simulation du comportement des ouvrages sous sollicitations répétées (Hicher, 1985). Des modèles de comportement visqueux ont été élaborés et confrontés avec des mesures de laboratoire sur des échantillons de sol soumis à des essais de fluage et de relaxation. L'identification des paramètres a été réalisée sur ces confrontations. Il s'agit à présent de réaliser les mêmes opérations sur l'enveloppe des essais cycliques, de procéder aux mêmes opérations d'identification et d'étudier la corrélation qui pourrait exister entre ces deux types de jeux de paramètres. Une telle démarche nécessite à la fois une grande rigueur dans les procédures d'identification et une exploration des jeux de paramètres susceptibles de répondre de manière « satisfaisante » à un grand nombre de critères associés aux divers essais de laboratoire.

Dans le but de mieux comprendre le fonctionnement des algorithmes d'optimisation appliqués à l'analyse inverse en géotechnique, nous confrontons deux types de procédures d'identification. L'analyse inverse est menée sur des essais pressiométriques, à savoir des essais à champ de contraintes non homogènes qui limitent l'emploi de solutions analytiques (solutions nécessitant des hypothèses restrictives) et justifient l'exploitation de moyens de calcul numériques. L'essai pressiométrique a également été choisi puisque plus courant que les essais mécaniques de laboratoire dans les études géotechniques. L'identification a été menée à la fois sur un essai de laboratoire (cylindre épais) et sur un essai in situ. Deux procédures d'optimisation ont été testées : une méthode déterministe recommandée pour sa rigueur « mathématique » dans la recherche d'un minimum et une méthode stochastique qui permet une recherche multicritères de solutions « satisfaisantes ».

1. Identification des paramètres mécaniques basée sur l'essai pressiométrique

Nous n'évoquerons pas ici les procédures d'identification consistant à rechercher ces paramètres par calages successifs de résultats de simulation avec des mesures expérimentales. Nous traitons ici l'analyse inverse qui consiste à minimiser l'écart entre ces valeurs mesurées et calculées par des moyens plus formels. L'analyse inverse appliquée à des essais pressiométriques in-situ a fait l'objet de nombreux travaux. On citera entre autres les contributions de (Mehta, 1989 ; Cambou et Bahar, 1993 ; Zentar et al., 2001 ; Dano et al., 2007 ; Levasseur, 2007). Nous proposons de compléter ces études en comparant les deux techniques d'optimisation.

Les méthodes d'optimisation consistent à minimiser la différence entre des mesures expérimentales et des valeurs issues de la simulation. Le jeu de paramètres mécaniques intervenant dans la loi de comportement fait office dans le cas présent de variable d'optimisation. Cette méthode conduit donc à un jeu de paramètres permettant de représenter au mieux les observations. Il s'agit donc d'une méthode d'identification de paramètres par analyse inverse dans la mesure où ce n'est pas le résultat de la simulation du comportement de l'ouvrage ou de l'essai qui nous intéresse mais les paramètres du modèle de sol. La nature de la simulation dépend essentiellement de la complexité de la configuration à étudier et du degré de sophistication apportée à la modélisation. Ainsi, selon la géométrie de l'essai et sa simplification lors de la modélisation, selon la loi de comportement du sol, selon le type de conditions aux limites et de chargement, on mettra en œuvre des méthodes différentes (analytique ou numérique) de résolution des équations d'équilibre et de comportement. Un jeu, évalué préalablement par une technique analytique et/ou graphique généralement recommandée par l'auteur de la loi de comportement ou estimé sur la base de travaux antérieurs portant sur le même sol, sert à initialiser le processus d'optimisation. Deux types de techniques d'optimisation peuvent être exploitées les techniques déterministes telles que le gradient conjugué, le simplexe, la méthode de Levenberg-Marquardt ou celle de Newton-Raphson, et les techniques stochastiques telles que la méthode génétique.

2. Les méthodes d'optimisation

La différence entre les N valeurs expérimentales et les N valeurs calculées du champ étudié u, évoquée précédemment, représente la fonction coût F_{err}. Classiquement, il a été choisi dans cette étude la norme quadratique :

$$F_{err}(x^{(k)}) = \sqrt{\left(\sum_{i=1}^{N}(u_{exp}^{i} - u_{num}^{i}(x^{(k)}))^2\right)} \quad (1)$$

$x^{(k)}$ jeu de paramètres à l'itération k

Chaque terme de cette norme peut être pondéré par des considérations sur la précision de la mesure. Il a été montré que l'incidence de ces pondérations sur les résultats de l'identification est significative. Toutefois, sans justification véritablement objective de règles dans la détermination de ces coefficients et sachant que l'objectif de cette étude est d'étudier la sensibilité des méthodes d'optimisation, il a été convenu de ne pas appliquer de coefficients de pondération.

Traditionnellement les méthodes déterministes sont exploitées en géotechnique. L'algorithme du simplexe est connu pour être stable et robuste. Un simplexe est un polyèdre convexe dans un espace à n dimensions ayant n+1 points extrêmes (n nombre de variables). Le principe de l'algorithme consiste à modifier le simplexe de départ en fonction des valeurs de la fonction coût à ses sommets en utilisant une des quatre opérations suivantes : réflexion, expansion, contraction ou similitude. Le critère de convergence peut porter sur la taille du simplexe ou sur la fonction coût.

Cette recherche d'optimum peut intégrer des contraintes, généralement des domaines physiquement admissibles pour les paramètres mécaniques. Le principal défaut de cette méthode réside dans la dépendance de la solution vis-à-vis de la valeur initiale de la variable. Des minima locaux peuvent être atteints selon les conditions initiales. On pourra également reprocher à cette méthode de ne fournir qu'une solution possible pour une condition initiale donnée alors qu'un ensemble de solutions « satisfaisantes » interprétables par la suite physiquement, ou que l'on pourrait associer à d'autres ensembles de solutions acceptables provenant d'autres essais et d'autres optimisations, permettrait la recherche de compromis. Il s'avère par ailleurs que ces méthodes déterministes présentent des difficultés de convergence en présence de recherches multicritères.

Des méthodes stochastiques, et parmi celles-ci les méthodes génétiques (Goldberg, 1989), ont été développées afin de faciliter la recherche d'optima. Comme pour les méthodes déterministes, ces méthodes ont pour objectif de rechercher, suivant un processus itératif, un (ou plusieurs) optimum(a). La perturbation consiste à muter des variables ou à croiser certaines d'entre elles sélectionnées selon des critères de performance mais également de manière aléatoire. Cette opération intègre donc à la fois du déterminisme et du hasard, comme le conçoivent certaines lois de l'évolution en biologie. Par conséquent ce processus converge (exploitation) vers des optima tout en explorant le domaine d'étude à la recherche de nouvelles solutions (exploration). Ces opérations pourraient être menées de manière systématique par une analyse du domaine d'étude suffisamment discrétisé. Toutefois, les temps de calcul nécessaires à la simulation de chaque évènement ne permettent généralement pas de mettre en œuvre ce type de recherche. Les méthodes stochastiques consistent à accélérer ce processus en orientant l'exploitation et l'exploration au gré des générations

d'individus qui donnent une vision globale de la recherche de minima. Cette méthode permet à la fois de converger vers un vrai minimum, et non pas vers un minimum local, mais elle permet également d'identifier des minima locaux qui auraient une plus grande signification physique que le minimum absolu. Cette configuration peut intervenir en cas de recherches multicritères ou lorsque le problème n'est pas correctement posé. Ceci peut se concevoir lorsque la formulation analytique de certains modèles de comportement fournit des solutions sans signification physique.

3. Application à l'essai pressiométrique dans un cylindre épais

3.1. Description du dispositif expérimental

L'étude est basée sur un essai pressiométrique réalisé sur un échantillon de sable d'Hostun au sein d'un cylindre épais (Dupla, 1995). L'essai retenu pour l'optimisation des paramètres est réalisé sur une éprouvette dense (I_D=0,80) à une pression de confinement de 100 kPa. L'éprouvette cylindrique a un diamètre de 100 mm et une hauteur de 150 mm avec une cavité centrale de 10 mm ($r_e/r_i = 10$). Le sable est mis en place par dépôt sec à l'aide d'un entonnoir avec une hauteur de chute faible. Un compactage est réalisé avec une petite masse. Le confinement est maintenu constant sur la paroi extérieure tandis que la pression dans la cavité est progressivement augmentée. L'échantillon est considéré comme saturé, l'essai est effectué en condition drainée, ce qui permet de mesurer les variations de volume de l'échantillon.

3.2. Modélisation numérique

Le problème étant axisymétrique, la modélisation par éléments finis est réalisée en deux dimensions. On utilise des quadrilatères à 8 nœuds, le modèle comprend 1911 nœuds et 600 éléments. Conformément à l'expérimentation, les déplacements sont nuls à la base. La pression de confinement verticale et latérale est maintenue constante (100 kPa). Le chargement est piloté en déplacement (déplacement constant au droit de la sonde). L'identification a été menée avec les codes Cesar-LCPC pour la modélisation et ModeFrontier pour l'optimisation.

Le comportement du sol est représenté par une loi élastique linéaire parfaitement plastique (Mohr-Coulomb). L'identification porte sur les trois paramètres suivants : le module d'Young E, l'angle de frottement interne φ et l'angle de dilatance ψ. La cohésion a été considérée comme nulle puisque le sable est saturé. Le résultat de l'essai étant peu sensible au coefficient de Poisson, ce dernier a été fixé arbitrairement à 0,33. Le calcul considère l'hypothèse des petites déformations, justifié ici par le fait que les déformations locales n'excèdent pas 20%.

3.3. Comparaison des algorithmes d'optimisation

3.3.1. Algorithmes génétiques

La population initiale est fixée à 200 individus, aléatoirement répartis entre 5 et 50 MPa pour le module d'Young, 30 et 50 degrés pour l'angle de frottement et 0 et 30 degrés pour l'angle de dilatance. Le pas de discrétisation de ces intervalles est respectivement 1MPa, 0,5 degrés et 0,5 degrés. Au vu des incertitudes de mesures, les individus sont jugés « satisfaisants » lorsque leur fonction coût est inférieure à 85

kPa (norme quadratique de l'erreur), ce qui équivaut à une erreur de 4,25 kPa (erreur moyenne) pour chacun des incréments. La figure 1a compare la courbe d'essai à celle de deux simulations, dont la fonction coût est égale à 85 kPa. Le calcul est arrêté à la fin de la 5ème génération lorsque presque la moitié des individus possède une performance satisfaisante. L'optimum mathématique est obtenu pour le jeu de paramètres suivant :

E = 24 MPa φ = 40,5 degrés ψ = 29,5 degrés

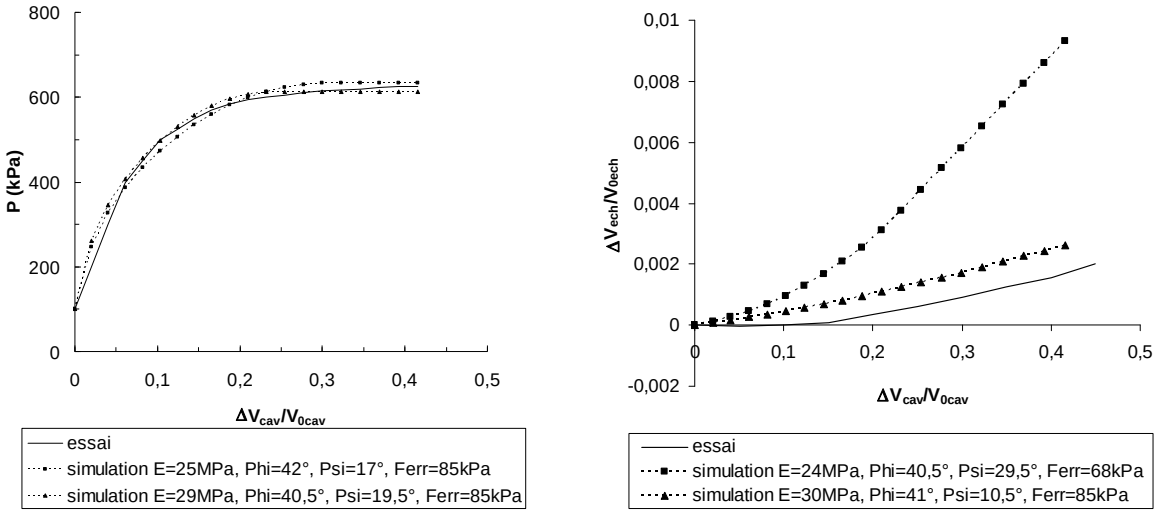


Figure 1. Comparaison des courbes expérimentale et numériques pour des individus « satisfaisants » (a) courbe pressiométrique (b) courbe donnant la déformation volumique de l'échantillon en fonction de celle de la cavité

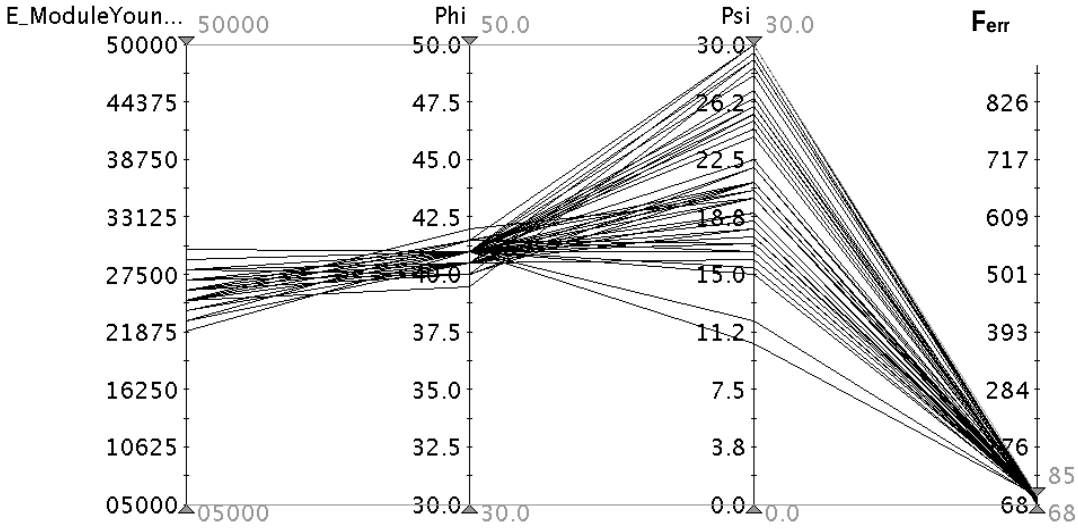


Figure 2. Répartition des individus « satisfaisants » de la 5ème population

Les deux angles, φ et ψ, ne respectent pas les corrélations acceptées en géotechnique. Cependant sur la figure 2, il apparaît que certains jeux de paramètres moins performants mais néanmoins satisfaisants sont physiquement acceptables (par exemple : E = 30 MPa, φ = 41 degrés et ψ = 10,5 degrés). Une analyse

comparative des déformations volumiques (cavité et éprouvette), calculée et mesurée, a levé cette incertitude (Figure 1b). Ce dernier jeu propose une déformation volumique cohérente avec celle mesurée.

3.3.2. Algorithme du simplexe

Plusieurs calculs avec des simplexes initiaux différents ont été menés. La dispersion, en fonction des valeurs initiales, et les jeux extrêmes sont indiqués dans le tableau I. Les deux optima détectés sont, au vu des résultats obtenus par algorithmes génétiques, des optima locaux (norme de l'erreur supérieure à 68 kPa). Cependant leur performance, inférieure à 85 kPa, assure une bonne adéquation avec les données expérimentales. La valeur unique de l'angle de dilatance reste néanmoins physiquement inacceptable. En moyenne, l'algorithme du simplexe a besoin d'une soixantaine d'itérations pour converger.

Tableau I. Résultats des calculs d'optimisation avec l'algorithme du simplexe

Jeux de paramètres initiaux			Jeux de paramètres optimisés			
E (MPa)	φ (degrés)	ψ (degrés)	E (MPa)	φ (degrés)	ψ (degrés)	F_{err} (kPa)
15	35	10	27	41	17	76
40	45	20				
15	35	20				
40	45	10				
5	30	0	25	41	23	71
50	50	30				
5	30	30				
50	50	0				

Sachant que la réponse pressiométrique est moins sensible à l'angle de dilatance, on peut considérer comme plus fiables les valeurs de E et de φ proposées par la méthode génétique. On remarquera que la différence entre les deux jeux fournis par les méthodes génétique et simplexe est ténue. Toutefois, la méthode génétique présente l'avantage de proposer une gamme d'angles de dilatance que l'expert géotechnicien appréciera. Ce même expert aura également à sa disposition un choix relativement varié de couples (E, φ) avec lequel il pourra composer en fonction de son expérience du terrain et de l'ouvrage qu'il a à dimensionner.

4. Application à l'essai pressiométrique in situ

L'identification des paramètres précédente ayant été menée sur des essais de laboratoire, à savoir dans des conditions contrôlées, on peut se demander si l'exploitation d'essais in situ mène aux mêmes conclusions. Dans ce qui suit, nous traitons un essai réalisé dans le cadre d'un benchmark.

Il s'agit d'un essai pressiométrique effectué par l'Université de TEXAS A&M et Geotest Engineering dans le cadre d'un benchmark traitant de semelles filantes. L'essai a été réalisé selon la norme ASTM D4719. Pour plus de détails on se référera à la synthèse de ce benchmark (Briaud, 1994).

L'identification a été menée avec les mêmes outils que précédemment. Elle porte également sur trois paramètres, la cohésion (non nulle puisque sol partiellement saturé), le module d'Young et l'angle de frottement interne. L'angle de dilatance n'a

pas été pris en compte ici, considérant que son incidence était faible au vu du résultat précédent. La modélisation ne traite que la bande de sol correspondant à la hauteur de la sonde pressiométrique (H = 16 cm). Les conditions aux limites et le chargement prennent en compte les conditions de terrain. La contrainte verticale aux limites supérieure et inférieure du domaine est maintenue constante.

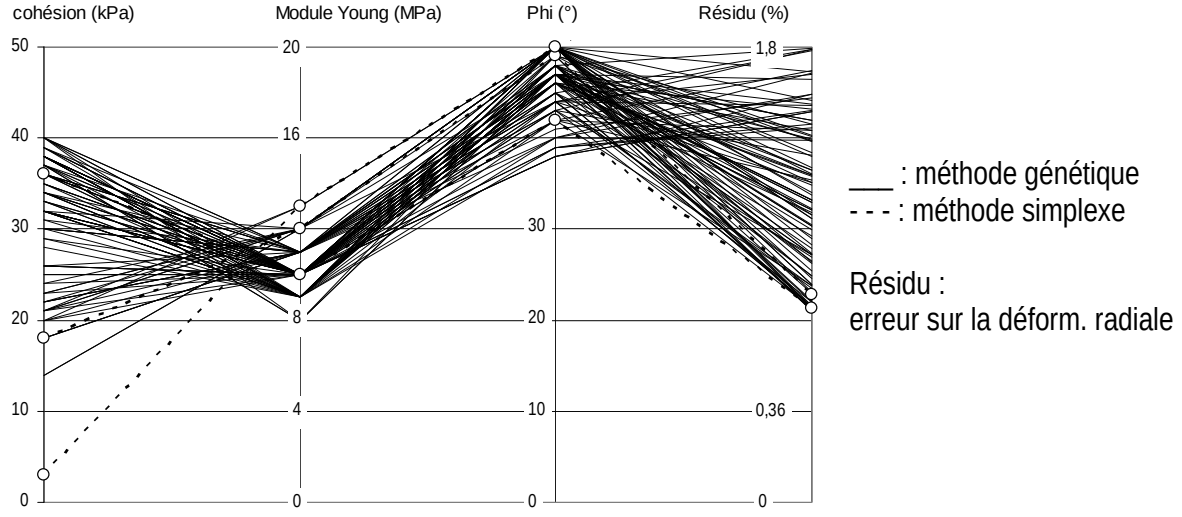


Figure 3. Répartition des individus « satisfaisants » de la 5ème population

Les résultats donnés par les deux méthodes d'identification, simplexe et génétique, sont représentés sur la figure 3. Seuls les résultats de trois calculs menés avec la méthode du simplexe et jugés significatifs de la dispersion de l'ensemble, sont représentés. On constatera que la méthode du simplexe livre un jeu de paramètres dont la fonction coût est supérieure à 1,8%. Grâce à la méthode génétique, toute une gamme de jeux de paramètres correspondant à une représentation « satisfaisante » de l'essai pressiométrique est accessible à l'expert géotechnicien. Dans le cas présent, il convient de remarquer que ce choix sera déterminant dans le calcul d'une charge limite puisque les angles de frottement possibles sont compris dans un intervalle très ouvert (entre 38 et 50 degrés).

5. Conclusions

Les deux exemples d'identification des paramètres présentés ci-dessus illustrent tout l'intérêt que peut présenter la méthode génétique. C'est un outil qui offre à l'expert géotechnicien non seulement le jeu de paramètres optimum pour un problème donné, mais également un ensemble de jeux jugés « satisfaisants » dont les valeurs peuvent avoir une plus grande légitimité physique. Rappelons que ce cas de figure est envisageable compte tenu des imprécisions et erreurs de mesure lors des essais de géotechnique.

La durée des calculs relative à chaque méthode n'a pas été évoquée jusqu'à présent. Dans les deux exemples, un unique calcul d'optimisation avec la méthode du simplexe était environ 15 fois plus rapide qu'un calcul avec la méthode génétique. Il est bien clair que la recherche systématique, par la méthode du simplexe, de

l'optimum au sens mathématique, qui n'est pas nécessairement celui qui répond aux critères de l'expert géotechnicien, nécessiterait plus de 15 calculs avec des jeux de paramètres initiaux différents. Les autres méthodes déterministes n'ont pas été présentées ici puisque présentant plus de difficultés que la méthode du simplexe dans la recherche des paramètres de convergence du processus, et donc plus délicates à mettre en œuvre.

Au cours de l'étude, il a été remarqué que les résultats de certains calculs basés sur la méthode génétique ne faisaient pas mention du minimum local proposé par la méthode du simplexe. Il reste donc à mener une réflexion sur le réglage des différents paramètres de la méthode génétique qui permettrait d'exhiber l'ensemble des solutions « satisfaisantes » et ceci de manière efficace, i.e. pour des temps de calcul raisonnables. Parmi les paramètres de la méthode génétique, on citera la distribution de la population initiale, le nombre de jeux par génération, le nombre de générations et les paramètres d'élitisme, de croisement et de mutation.

Cette étude est actuellement complétée par la prise en compte de lois de comportement plus sophistiquées (lois élastoplastiques écrouissables). Le processus d'optimisation va être élargi à un ensemble d'essais qui devraient permettre d'identifier tous les paramètres de la loi. On peut penser que c'est dans cette situation que la méthode génétique sera la plus pertinente.

6. Références bibliographiques

Briaud J.L. (1994), Predicted and measured behaviour of five spread footings on sand, Geotechnical Special Publication 41, ASCE, 255 pages

Cambou B., Bahar R. (1993) Utilisation de l'essai pressiométrique pour l'identification de paramètres intrinsèques du comportement d'un sol, Revue Française de Géotechnique, 63, 39-50

Dano C., Hicher P. Y., Rangeard D., Marchina P. (2007) Interpretation of dilatometer tests in a heavy oil reservoir, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 31(10), 1197-1215

Dupla J.C. (1995) Application de la sollicitation d'expansion de cavité cylindrique à l'évaluation des caractéristiques de liquéfaction d'un sable, Thèse, ENPC

Goldberg D.E. (1989) Genetic algorithms in search, optimization and machine learning, Adison Wesley publishing company

Hicher P.Y. (1985) Comportement mécanique des argiles saturées sur divers chemins de sollicitations monotones et cycliques – Application à une modélisation élastoplastique et viscoplastique, thèse de doctorat d'état, Paris VI

Levasseur S. (2007) Analyse inverse en géotechnique : développement d'une méthode à base d'algorithmes génétiques, Thèse, Univ. J. Fourier, Grenoble I

Mehta B.J. (1989) Evaluation of subsoil properties by pressuremeter test, 12th International Congress of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Proceedings, 1, 295-298

Zentar R., Hicher P.Y., Moulin G. (2001) Identification of soil parameters by inverse analysis, Computers and Geotechnics, 28, 129-144

DEVELOPPEMENT D'UN NOUVEL ESSAI CARACTERISANT LA DISPERSION DES SOLS

DEVELOPMENT OF A NEW TEST TO CHARACTERIZE DISPERSION OF SOIL

Tuan Long PHAM[1], Myriam DUC[1], Christophe CHEVALIER[1],
Philippe REIFFSTECK[1], Sylvine GUEDON[1]
1 Université Paris Est, LCPC, Paris, France

RÉSUMÉ – Le « Crumb test », essai normalisé par l'ASTM, permet une classification simple des sols selon leur sensibilité à la dispersion grâce à des évaluations visuelles donc essentiellement qualitatives. Nous proposons ici une modification de l'appareillage et une amélioration du protocole d'essai afin d'obtenir des résultats quantitatifs et une meilleure caractérisation de la dispersion des sols.

ABSTRACT – The Crumb test as standardized by ASTM permits a simple classification of soils depending on sensitivity to dispersion thanks to qualitative visual observations. We propose here to modify the equipment and improve the test protocol. This allows us to better characterize the dispersion of different soil textures.

1. Introduction

L'érosion est la première cause de rupture et d'incidents sur les barrages et digues en France. Or, le phénomène d'érosion dépend fortement de la sensibilité des sols à la dispersion. Dans la littérature, de nombreux auteurs ont ainsi étudié le problème de cette sensibilité par des essais en laboratoire dans le but d'expliquer et de caractériser le phénomène (Holmgren, 1977 ; Perry, 1979 ; Sherard, 1992). Pour l'identification des sols dispersifs, différents essais ont été normalisés par l'ASTM : « Pinhole test » (essai à l'aiguille), « Double hydrometer test » (essais sédimentométriques en parallèle), « Crumb test » (essai d'émiettage) (ASTM, 1993a ; 1993b ; 1993c).

Le « Crumb test » est un essai simple, rapide et pratique et qui peut être utilisé aussi bien en laboratoire que sur site. C'est un essai aisément répétable mais avec des capacités limitées car son interprétation n'est basée que sur des observations visuelles. Les résultats obtenus sont ainsi de caractère qualitatif. Une modification de l'appareillage et l'amélioration du protocole d'essai nous permettent cependant d'avoir des résultats quantitatifs et une meilleure caractérisation de la dispersion des sols. Nous nous intéressons, en particulier, à la caractérisation de cette dispersion selon la texture du sol et aux facteurs influençant le processus de dispersion.

2. Description du « Crumb test » (essai d'émiettage, norme ASTM)

Le « Crumb test » consiste à immerger un cube de sol remanié de petite taille (15 mm de côté) dans un volume d'eau distillée beaucoup plus important (250 ml). L'échantillon est posé sur le fond d'un récipient cylindrique, à côté du bord. La tendance des particules de sol à se disperser en suspension colloïdale est estimée

par observation du nuage formé à 2 minutes, 1 heure et 6 heures. Selon le degré de turbidité du nuage, le sol est classé dans un des quatre niveaux suivants (figure 1) :

Niveau 1 – Non dispersif : pas de réaction entre le sol et l'eau. Le sol se désagrège, diffuse et déborde mais aucune turbidité n'est observée autour de l'échantillon. Toutes les particules sédimentent pendant la première heure.

Niveau 2 – Intermédiaire : réaction légère, formation d'une suspension colloïdale de faible turbidité. Il s'agit d'un niveau intermédiaire : si le nuage de suspension est visible facilement, le sol est classé dans le niveau 3 ; si le nuage n'apparaît que dans une petite partie, le sol est classé dans le niveau 1.

Niveau 3 – Dispersif : réaction modérée. Le nuage de suspension colloïdale est facilement observable autour de la limite entre le sol et l'eau. Le nuage peut s'étendre jusqu'à 10 mm de l'échantillon de sol.

Niveau 4 – Très dispersif : réaction forte. Un nuage dense de suspension colloïdale est observé sur toute la surface du fond du récipient. Quelques fois, il peut s'étendre de manière telle qu'il n'est plus possible de distinguer l'interface entre l'échantillon et la suspension colloïdale.

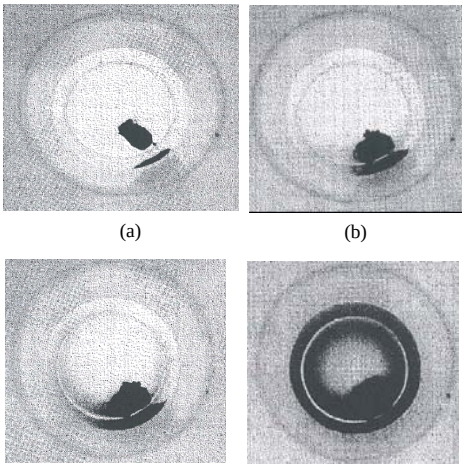


Figure 1. Essais typiques de « Crumb test » (a) niveau 1 : non dispersif (b) niveau 2 : intermédiaire (c) niveau 3 : dispersif (d) niveau 4 : très dispersif (d'après ASTM 1993b).

3. Amélioration du protocole et modification de l'appareillage du « Crumb test » : nouvel essai d'émiettage

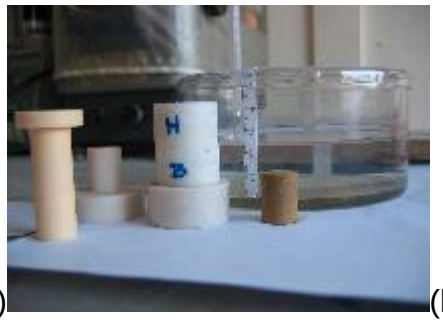
Après avoir mis en oeuvre le « Crumb test » tel que décrit dans la norme ASTM (voir paragraphe précédent), nous avons été confrontés à plusieurs difficultés au niveau du protocole et de l'interprétation des résultats.

3.1. Préparation de l'échantillon

La préparation de l'échantillon préconisée dans le « Crumb test » présente un certain nombre de difficultés et de limites de répétitivité ou de reproductibilité. Le compactage manuel en cube est une étape délicate et peu reproductible voire peu répétable. Ainsi, il est effectué selon des directions perpendiculaires et le matériau a tendance à se fissurer et se fragilise lors de la formation de l'échantillon. De plus, la

préparation de l'échantillon doit être effectuée dans un temps assez court afin de limiter l'évaporation de l'eau et il est difficile d'obtenir des dimensions exactes : les facettes des cubes sont irrégulières et les côtés de largeurs différentes. Enfin, la préparation manuelle donne des résultats forcément différents d'un opérateur à l'autre entraînant des variations de dimensions de l'échantillon et de taux de compactage.

Pour ces différentes raisons, nous avons développé un nouvel essai d'émiettage avec des échantillons cylindriques de volume donné. Du fait de la sensibilité des dimensions de l'échantillon et du compactage à la préparation, un moule cylindrique (1,5 cm de diamètre, 2 cm de hauteur) a été fabriqué et utilisé (figure 2b). Par ailleurs, l'échantillon est placé au milieu du récipient pour éviter les effets de bord.

(a)


(b)

Figure 2. Nouvel essai d'émiettage avec moule cylindrique
(à gauche, comparaison avec le cube de sol utilisé dans le « Crumb test »)

3.2. Déroulement de l'essai et mesures

Si, dans le « Crumb test », l'observation visuelle s'avère adaptée pour obtenir une classification qualitative des sols, elle n'est pas suffisante pour obtenir des résultats quantitatifs. Dans cette perspective et également pour avoir des essais plus répétables, nous avons mis au point un appareillage qui nous permet de mesurer le gonflement et l'affaissement de l'échantillon au cours du temps (figure 3).

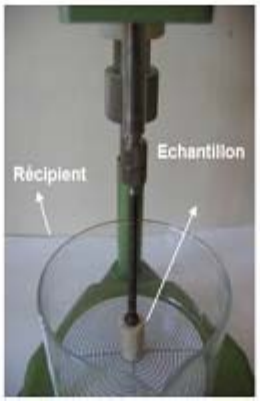


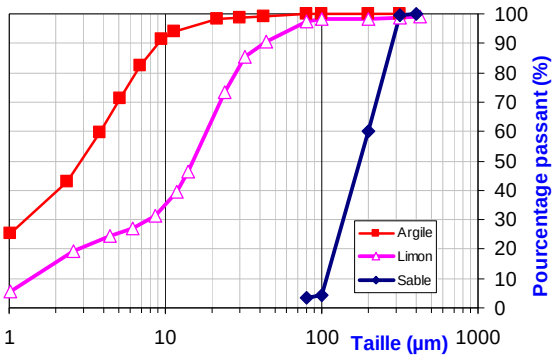
Figure 3. Dispositifs de mesure du nouvel essai d'émiettage

Un palpeur est utilisé pour mesurer le gonflement ou l'affaissement du sol tandis qu'une cible positionnée au fond du récipient sert à mesurer l'élargissement du sol. Les mesures du gonflement/affaissement et de l'élargissement de l'échantillon sont effectuées à 30 secondes, 1, 2, 4, 5, 10, 20, 40, 80 minutes, 4 heures et 6 heures. La durée totale de l'essai est identique à celle du « Crumb test » original.

4. Nouvel essai d'émiettage : résultats expérimentaux

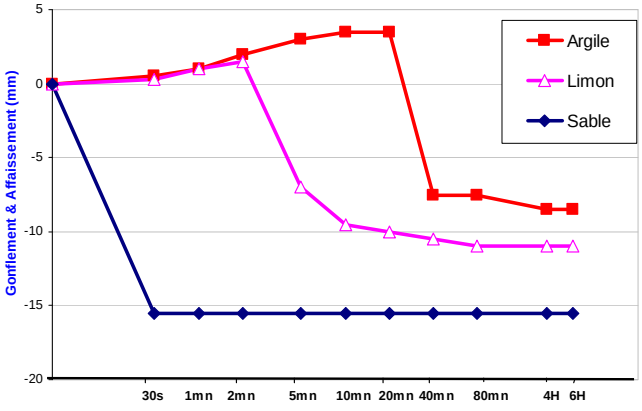
4.1 Courbe de gonflement/affaissement

La figure 4 représente les courbes de gonflement/affaissement de trois sols de référence : argile, limon et sable. Notons que l'axe des ordonnées de la figure 4b représente la position verticale (orientée vers le haut) du sommet de l'échantillon, l'origine étant la dimension initiale du cylindre de sol.



Argile : Kaolinite Armoricaine
Limon: CER Rouen A1
Sable: Fontainebleau HN34

(a)



(b)

Figure 4. Courbes granulométriques des trois sols (a) et résultats avec le nouvel essai d'émiettage (b)

La figure 4b montre le comportement type de ces trois textures :

- pour le sable, sol granulaire et non argileux, il n'y a pas de phase de gonflement et l'affaissement est immédiat,
- pour le limon, sol fin peu argileux, après une phase d'hydratation où les contraintes maintenues par l'état de succion généré lors du compactage statique se relâchent, l'affaissement est rapide et la dispersion importante,
- pour l'argile, on observe schématiquement quatre phases d'abord l'hydratation, puis un gonflement spécifique à l'argile suivi par l'affaissement dû à la désagrégation et finalement la dispersion proprement dite.

Les premières observations montrent que l'affaissement semble dépendre en grande partie de la cohésion des particules du sol et/ou de l'imperméabilité de l'échantillon. Une grande partie de la cohésion étant due à la présence d'argile, cette dernière joue un rôle déterminant dans le ralentissement du processus d'affaissement tandis que le sable qui est sans cohésion a tendance à accélérer la désagrégation des grains du sol et donc l'affaissement.

4.2 Influence du type d'argile

Pour étudier l'influence de la nature minéralogique de l'argile sur la dispersion, trois types différents d'argiles ont été utilisés : kaolinite (réputée non-gonflante), montmorillonite (réputée gonflante) et illite (réputée non-gonflante). Les essais ont été réalisés dans trois types de fluide : eau distillée, eau du réseau d'eau potable et eau salée (concentration en NaCl : 0,6 mol.L^{-1}).

Les résultats sont représentés figures 5 et 6. Le comportement du sol avec l'argile de type montmorillonite et illite est différent du type kaolinite. L'échantillon avec la kaolinite est celui qui gonfle le plus rapidement mais est le seul à s'effondrer ; l'échantillon avec la montmorillonite gonfle relativement lentement sur toute la durée

de l'essai ; l'échantillon avec l'illite gonfle peu et est assez inerte. Ces observations sont stables quelque soit le fluide utilisé.

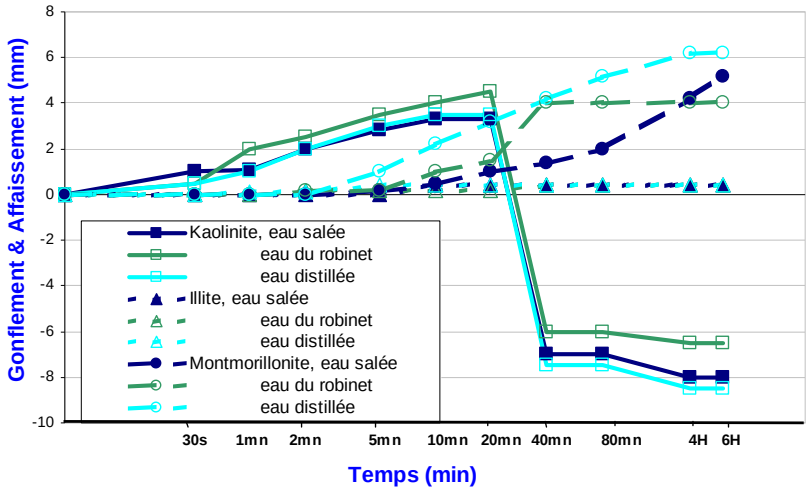


Figure 5. Gonflement et affaissement de différents types d'argiles

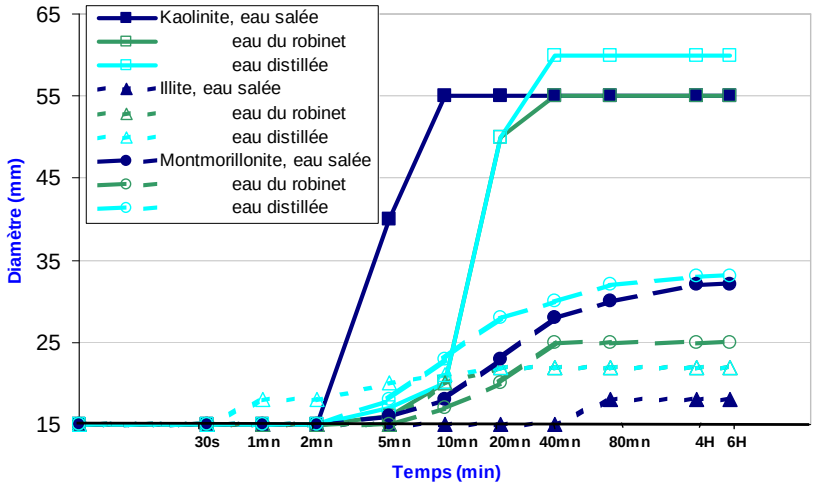


Figure 6. Élargissement de différents types d'argiles

L'élargissement de l'échantillon sur le fond du récipient est mesuré grâce à une cible dessinée au fond du récipient. L'élargissement de la kaolinite est le plus grand quel que soit le fluide, vient ensuite la montmorillonite et enfin l'illite (figure 6).

Dans la durée conventionnelle de l'essai, la kaolinite se disperse donc totalement, la montmorillonite n'est que partiellement dispersée et l'illite n'évolue pas. Cet essai discrimine efficacement la nature de l'argile.

4.3 Influence du fluide

4.3.1 Essais dans l'eau salée

La présence des ions du chlorure de sodium diminue l'épaisseur de la double couche de la particule d'argile donc diminue la force de répulsion entre les particules. Les essais d'émiettage réalisés dans l'eau salée donnent une amplitude de l'élargissement plus faible que ceux dans l'eau distillée (figures 5 et 6). La dispersion du sol est donc limitée dans l'environnement salé.

4.3.2 Essais dans l'eau avec agent de défloculation

A l'inverse du sel, l'hexamétaphosphate de sodium, défloculant utilisé pour l'essai de sédimentométrie, favorise la dispersion des argiles. L'essai dans la solution avec ce défloculant montre que l'amplitude de l'élargissement s'est accrue par rapport à celle mesurée dans l'eau distillée (figure 7).

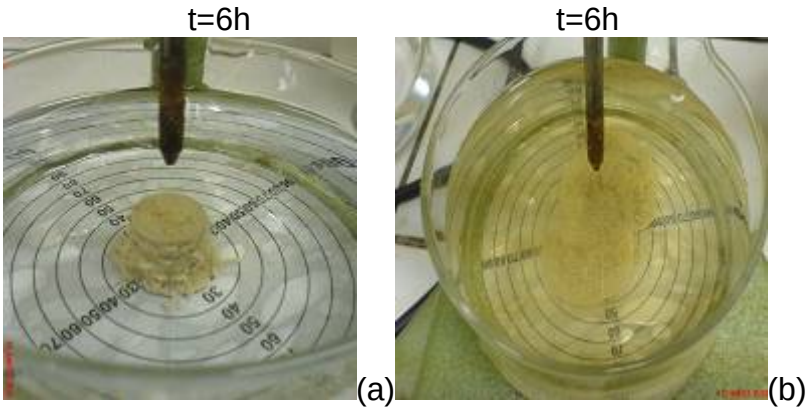


Figure 7. Essai dans l'eau distillée (a) et dans l'eau avec défloculant (b)

5. Caractérisation des textures de sol testées

Les textures de sol, sur lesquelles nous avons testé le « Crumb test » et le nouvel essai d'émiettage, sont positionnées sur le diagramme ternaire de la classification USCS/LCPC habituellement utilisée en France (figure 8). Ces textures couvrent une large gamme depuis le sol argileux jusqu'au sol sableux.

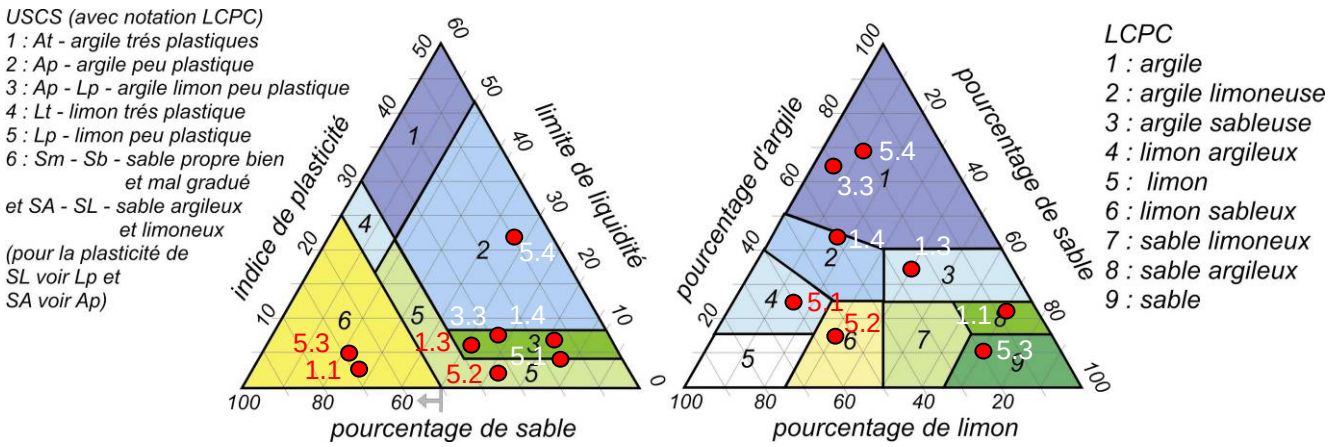


Figure 8. Différentes textures de sol testées

Les textures sont reconstituées à partir d'un mélange de sable de Fontainebleau, de limon et d'argile (kaolinite) auquel est ajouté une teneur en eau correspondant à 95% de l'Optimum Proctor Normal. Les propriétés mécaniques des textures sont rapportées dans le tableau I. Pour chaque essai d'émiettage au moins deux ou trois essais de répétitivité ont été réalisés. Les courbes granulométriques de chaque texture sont données à la figure 9a.

Tableau I. Propriétés des textures de sol testées

	Texture	% argile	% limon	% sable	w (%)	$\gamma_{sèche}$	w_L (%)	w_P (%)	I_P (%)	N_{CT}*	dh_f (mm)
5.4	argileuse	70	20	10	23,5	1,5	35,2	30	5,2	1	7,8
1.4	argilo-limoneuse	45	40	15	14	1,8	26,9	20,4	6,5	1	9,9
5.1	limono-argileuse	25	60	15	11	1,9	25,5	21,2	4,3	1	12,1
3.3	argileuse	65	5	30	19	1,6	26,1	21,7	4,4	1	6,2
1.3	sablo-argileuse	35	25	40	11	1,9	19,6	13,9	5,7	1	9,1
5.2	limono-sableuse	15	45	40	11	1,9	14,6	12,7	2,0	1	10,1
1.1	sablo-argileux	25	5	70	11	1,9	13,5	-	-	1	10,5
5.3	sableuse	10	20	70	11	1,9	13,6	-	-	1	12,5

*classe déterminée avec l'essai « Crumb test » normalisé par l'ASTM

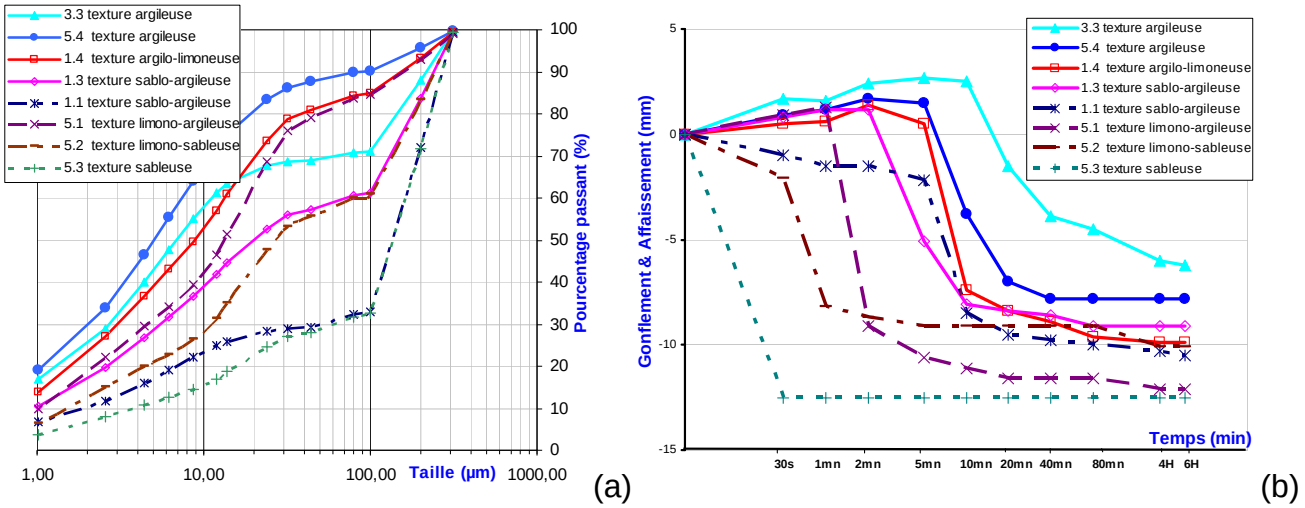


Figure 9. Courbes granulométriques des différentes textures (a) et résultats avec le nouvel essai d'émiettage (b)

5.2 Influence de la texture

La figure 9b représente les courbes de gonflement/affaissement obtenues pour l'ensemble des textures. Des comportements très variés sont obtenus là où l'essai « Crumb test » ne permet de déterminer qu'une classe (ASTM, 1993b).

On observe que lorsque la texture est composée majoritairement de sable (>50%) et de moins de 30% d'argile, le comportement de l'éprouvette ne présente pas de phase de gonflement et celle-ci s'affaisse rapidement. Inversement, plus la texture est argileuse plus l'éprouvette gonfle et moins elle s'affaisse, la phase de dispersion (caractérisée par un affaissement lent) étant relativement importante. La valeur de l'affaissement final dh_f ainsi que le temps de déclenchement de la phase d'affaissement semblent directement liés au pourcentage d'argile (tableau 1, figures 9b et figures 10a et 10b).

La courbure de la courbe granulométrique due au pourcentage de limon dans la texture a également une forte influence. À proportion de sable constante, diminuer la proportion d'argile au profit du limon (1.4 vers 5.1, 1.3 vers 5.2) fait disparaître la phase de gonflement et entraîne un affaissement rapide. À proportion d'argile constante, substituer du sable par du limon (3.3 vers 5.4, 1.1 vers 5.1) diminue

également le temps de déclenchement de la phase d'affaissement et la phase de gonflement si l'argile est majoritaire.

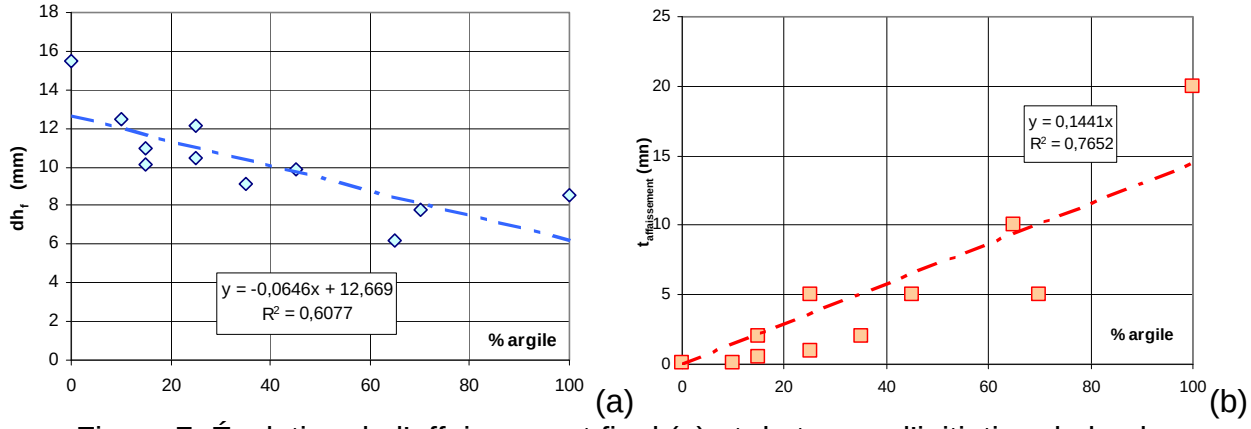


Figure 7. Évolution de l'affaissement final (a) et du temps d'initiation de la phase d'affaissement (b) avec le pourcentage d'argile

6. Conclusions

Les modifications de l'appareillage ainsi que les améliorations apportées au protocole d'essai, font de l'essai d'émiettage un essai performant d'identification de la dispersion du sol. Il est parfaitement apte à discerner la nature de la fraction argileuse du sol, sa proportion et l'influence du fluide d'immersion. Les essais du Crumb Test dans un fluide qui favorise la dispersion (agent défloculant) ou qui limite la dispersion (eau salée) montre son potentiel à étudier la dispersion d'un sol dans des conditions aussi différentes que sur une pente soumise à l'érosion pluviale ou en estuaire soumis à l'érosion fluviale. Les résultats obtenus avec le nouvel essai d'émiettage peuvent donc être utilisés de manière fiable pour dresser un diagnostic sur la sensibilité à la dispersion.

7. Références bibliographiques

ASTM (1993a) Identification and classification of dispersive clay soils by the pinhole test, standard test method D4647-93, Annual book of ASTM standards, Vol. 04.08, pp 801-810

ASTM (1993b) Standard test methods for determining dispersive characteristics of clayed soils by the Crumb test, standard test method D6572-00. Annual book of ASTM standards, Vol. 04.09.

ASTM (1993c) Standard test method for dispersive characteristics of clay soil by double hydrometer, standard test method D4221-99, Annual book of ASTM standards, Vol. 04.08

Holmgren G.G.S., Flanagan C.P. (1977) Factors affecting spontaneous dispersion of soil materials as evidenced by the Crumb test. Dispersive Clays, related piping and erosion in geotechnical projects ASTM STP 623.

Perry E. B. (1979) Susceptibility of dispersive clay at Grenada dam, Mississippi, to piping and rainfall erosion, Tech Rep. GL-79-14, U.S. Army Engineers, Waterways Experiment station, Vicksburg, MS EU, 111 pages.

Sherard J. L. et al. (1992) Piping in earth dams of dispersive clay, Berkeley, CA, USA, Public by ASCE, New York, NY, USA. Geotechnical Special Publication. Vol. 32, pp. 55-93.

INFLUENCE DU PLOMB SUR LA PERMEABILITE D'UNE ARGILE CARBONATEE

THE EFFECT OF LEAD ON THE PERMEABILITY OF A CALCAREOUS CLAY

Hanène SOULI[1], Jean-Marie FLEUREAU[2],
1 et 2 : Ecole Centrale Paris & CNRS UMR8579, Laboratoire de mécanique des Sols, Structures et Matériaux, Grande voie des vignes, 92290 Châtenay-Malabry, France.

RÉSUMÉ – La perméabilité d'une argile carbonatée saturée à l'eau est égale à 7,1 10^{-11} ms^{-1} En présence du plomb à 0.01 et 1 M, elle passe respectivement à 2,4 10^{-11} et 8,8 10^{-11} ms^{-1}. La porosimétrie au mercure montre que la présence de plomb se traduit par une réorganisation de la distribution des pores. Les résultats de l'extraction sélective séquentielle montrent que, pour la concentration 0.01 M, le plomb précipite sous forme de $Pb(CO)_3$ et de $Pb(OH)_2$ alors que, pour la concentration 1 M, le pH acide des échantillons favorise la dissolution du carbonate.

ABSTRACT – In the presence of water, the permeability of a carbonated clay is equal to 7.1 10^{-11} ms^{-1}. In the presence of lead at the concentrations of 0.01 and 1 M, it becomes equal to 2.4 10^{-11} and 8.8 10^{-11} ms^{-1}. Mercury Intrusion porosimetry shows that in the presence of lead, a reorganization of the pores distribution occurs. Sequential specific extraction shows that, for the concentration 0.01 M, lead precipitates with carbonate as $Pb(CO)_3$ and hydroxides as $Pb(OH)_2$ whereas, for the concentration 1 M, the acidic pH of the samples leads to the carbonate dissolution.

1. Introduction

L'utilisation d'une argile comme barrière anti-pollution dépend fortement de l'évolution de ses propriétés mécaniques et hydrauliques lorsqu'elle se trouve en présence de polluants.

Des études réalisées par (Shackelford et al., 2000, Julien et al., 2002 et Jozja et al., 2003) ont montré que la perméabilité des argiles, notamment des smectites, augmentait quand la concentration des métaux lourds augmentait. (Jozja et al., 2003) ont prouvé, au moyen d'observations en microscopie électronique à balayage (MEB) que l'augmentation de la concentration en plomb se traduisait par la formation de fissures qui favorisaient l'écoulement de l'eau. En utilisant la diffraction des rayons X, les auteurs ont montré que l'augmentation de la concentration du plomb conduisait à une division des particules.

Les argiles étudiées dans la littérature sont assez souvent formées d'une seule phase minérale, et les études ne tiennent pas compte de la présence de phases non gonflantes dans les sols. Pourtant, ces phases peuvent être à l'origine de phénomènes chimiques susceptibles d'influencer les propriétés mécaniques et hydrauliques de ces sols.

Le but de ce travail est d'étudier l'effet du plomb sur la perméabilité d'une smectite compactée, à forte teneur en carbonate, au contact de l'eau et de solutions de plomb de concentrations 0,01 et 1 M.

Afin d'interpréter les résultats, des mesures de porosimétrie au mercure ont été effectuées pour étudier l'évolution de la taille des pores en présence du plomb. Des essais d'extraction séquentielle sélective ont permis de mesurer la quantité de plomb fixée sur chaque constituant du sol et de préciser les différents mécanismes susceptibles de modifier l'organisation du sol et de changer ses propriétés hydrauliques.

2. Matériau et méthodes expérimentales

Les essais ont été réalisés sur des échantillons d'argile prélevés dans la région de Gafsa au Sud-Ouest de la Tunisie.

Les diffractogrammes de rayons X sont enregistrés dans un intervalle d'angle de 2 à 70° avec un pas de 0,02°. Les essais sont réalisés en utilisant un diffractomètre Siemens de type D5000 comportant un générateur de rayons X alimenté sous une tension de 35 kV et une intensité de 30 mA, muni d'un tube de rayons X dont la cathode est le cuivre ($\lambda Cu(k\alpha)$) = 0,15418 nm).

La mesure du taux de carbonate est effectuée en utilisant le protocole décrit dans la norme NF P 94-048. La valeur de pH est mesurée selon la norme NF ISO 10390.

Les mesures de perméabilité sont réalisées sur des échantillons de sol compactés à l'Optimum Proctor Normal (OPN), correspondant pour cet échantillon à une teneur en eau de 28,5%, une densité sèche de 1,54 g/cm^3 et un degré de saturation initial de 89%. Les échantillons sont compactés dans des moules de 40 mm de diamètre et de 50 mm de hauteur. La hauteur initiale de l'échantillon est de 15 mm. Avant de mesurer leur perméabilité, les échantillons sont humidifiés sous contrainte nulle dans les œdomètres par de l'eau distillée ou par une solution de nitrate de plomb de concentration 0,01 ou 1 M, préparée à partir de nitrate de plomb $Pb(NO_3)_2$ (98%). Après la stabilisation, les échantillons sont mis dans des cellules triaxiales et enveloppés dans des membranes de latex. La mesure des volumes entrants et sortant ainsi que celle des pressions est assurée par trois contrôleurs de pression-volume GDS. Les échantillons sont saturés en imposant aux deux extrémités une pressions égale à 600 kPa. La contrainte de confinement est fixée durant l'essai à 800 kPa.

Les mesures de perméabilité sont effectuées en régime permanent, dans lequel il s'agit de mesurer les volume entrant et sortant des échantillons sous l'effet d'un gradient de pression maintenu constant, les essais sont réalisés sous un gradient de pression égale à 100 kPa. L'équilibre est atteint quand le volume d'eau entrant est égal au volume d'eau sortant. Le tracé des courbes des volumes entrants et sortants en fonction du temps permettent de déduire le débit et ainsi, de déduire la perméabilité en utilisant la loi de Darcy (1)

$$k = \frac{Qh\gamma_w}{S\Delta u} \qquad (1)$$

où Q est le débit volumique (m^3/s), γ_w le poids volumique de l'eau (kN/m^3), Δu la différence de pression entre les deux extrémités (kPa), S la Section (m^2) et h la hauteur (m) de l'échantillon. Chaque essai réalisé sur 3 échantillons identiques, la précision de la mesure est de l'ordre de 12%.

Les essais de porosimétrie au mercure nécessitent que les échantillons soient lyophilisés. La technique de lyophilisation consiste à plonger les échantillons dans de l'azote liquide de façon à provoquer une congélation rapide sans formation de

cristaux de glace qui perturberaient l'organisation de l'argile (Tessier et Berrier, 1979). La lyophilisation se fait par la suite à une température suffisamment basse, maintenue à -40°C. Dans le cadre de notre travail, des échantillons de 1 cm^3 ont été utilisés et une durée de lyophilisation de 24 heures a été adoptée. Le lyophilisateur utilisé est de type Christ ®loc-1m.

Pour les mesures de porosimétrie, les échantillons sont placés dans un pénétromètre en verre comportant un capillaire calibré dont la partie externe est métallisée. Des valeurs incrémentales de pression variant de 0,0035 MPa jusqu'à la pression maximale de l'appareil (210 MPa) sont imposées à l'échantillon, ce qui permet d'étudier des tailles de pores variant de 350 jusqu'à 0,0036 µm. L'appareil utilisé est un porosimètre Micromeritics Auto pore IV.

Les essais d'extraction séquentielle ont été réalisés en utilisant le protocole décrit par (Yong et Phadungchewit, 1993, Yanful et al., 1988, Tessier et al., 1979 et Gupta et Chen, 1975). Pour les essais d'extraction séquentielle sélective, 1 g de sol est utilisé. La procédure est la suivante:

(1) Extraction des cations échangeables : 8 ml de nitrate de potassium (KNO_3) sont ajoutés à l'échantillon, le pH est ajusté à 7 en utilisant l'acide nitrique. Les échantillons sont agités de façon continue durant 1 h à 20°C.

(2) Extraction des cations fixés sur les carbonates : 8 ml d'acétate de sodium (NaOAc) de concentration 1M sont ajoutés à l'échantillon. Le pH est ajusté à 5 en utilisant de l'acide acétique (HOAc) et les suspensions sont agitées durant 5 heures.

(3) Extraction des cations fixés sur les oxydes et les hydroxydes : 20 ml d'hydrochloride d'hydroxylamine (NH_2OH, HCl, 0.04M) dans 25% (v/v) d'acide acétique (HOAc) sont ajoutés à l'échantillon. Les suspensions sont agitées pendant 6 heures à 96°C.

Entre les différentes étapes, la séparation de la phase solide et de la phase liquide est obtenue par centrifugation. Le surnageant après chaque centrifugation est récupéré et analysé au moyen d'un spectromètre ICP MLLE Perkin Elmer 5000.La partie solide est lavée avec de l'eau distillée et centrifugée ; au terme de cette deuxième centrifugation, le surnageant est jeté.

3 Résultats expérimentaux

3.1 Caractérisations Géotechnique et physico-chimique de l'argile

L'argile étudiée a été prélevée dans le bassin de Gafsa dans le Sud Tunisien. Ses caractéristiques géotechniques, indiquées dans le Tableau I, permettent de la classer comme une argile plastique à fort potentiel de gonflement, Souli, 2006.

Du point de vue physico-chimique, le diffractogramme de rayons X (Figure 1) présente un pic à 1,5 nm, propre aux smectites calciques (Brindley et Brown, 1980). Les pics localisés à 0,303, 0,289, 0,208 et 0,186 nm sont caractéristiques du carbonate, ceux à 0,340, 0,227, 0,191 et 0,159 nm sont caractéristiques du quartz. Le taux de carbonate est estimé à 22%.

Le pH de l'échantillon en présence d'eau est égal à 7,5. En présence du plomb à une concentration 0,01M, l'échantillon présente un pH de 6. Pour la concentration de plomb de 1M la valeur du pH est de 3,2.

Tableau I. Caractéristiques géotechniques de l'argile Tunisienne

Granulométrie			Plasticité			Compactage Proctor Normal (OPN)	
< 80 µm %	< 2 µm %	d_{50} µm	w_L %	w_P %	I_P %	w %	γ_d kN/m^3
90	50	-	60	30	30	28,5	15

3.2 Mesures de perméabilité

A titre d'exemple, l'évolution des volumes de solution entrant dans l'échantillon et en sortant, sous un gradient de pression de 100 kPa, est présentée sur la figure 2. Les valeurs de perméabilité sont calculées en utilisant la loi de Darcy (paragraphe 2) La perméabilité de l'argile saturée à l'eau est égale à 7,1 10^{-11} ms^{-1}. La saturation des échantillons par la solution de plomb faiblement concentrée (0,01M) se traduit par une légère diminution de la valeur de la perméabilité jusqu'à 2,4 10^{-11} ms^{-1}. Pour les échantillons saturés avec la solution à forte concentration (1 M), la perméabilité re-augmente et s'établit à 8,8 10^{-11} ms^{-1}.

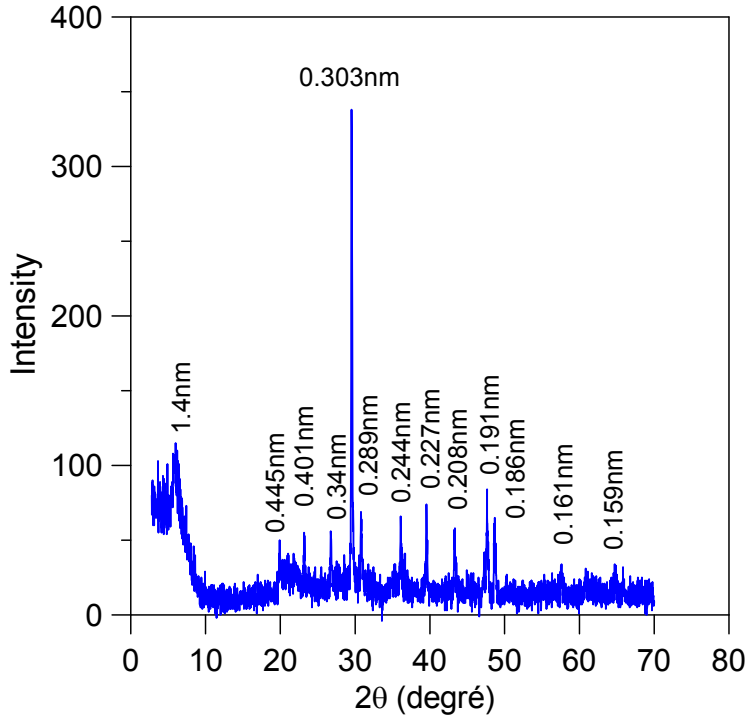


Figure 1. Diffractogramme de rayons X de l'argile Tunisienne brute (OTb)

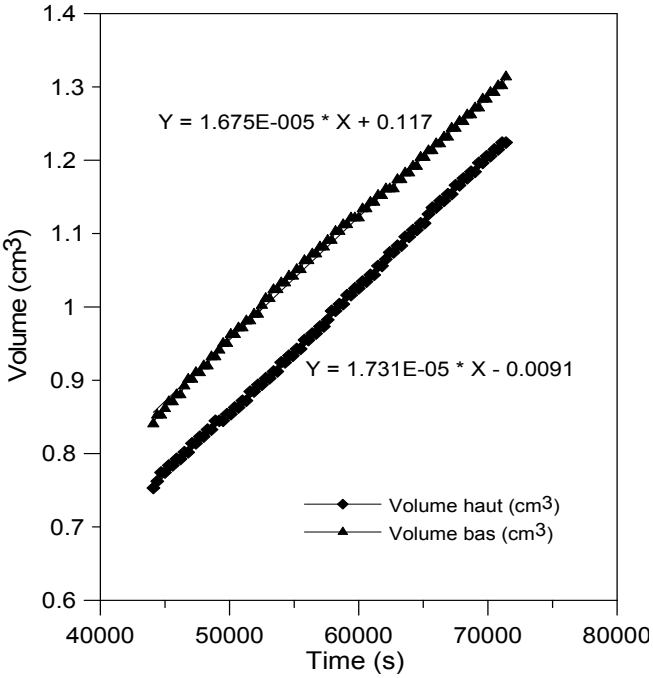


Figure 2. Mesure de perméabilité en régime permanent de l'argile Tunisienne saturée au plomb (0.01M)

3.3 Mesures des indices des vides et porosimétrie au mercure

Après la mesure de perméabilité, l'Indice des vides de l'échantillon saturé à l'eau est de 1,26. Les échantillons saturés au plomb présentent des indices des vides de 1,13 et 1,30 respectivement pour les concentrations 0,01 et 1 M.

L'évolution des volumes cumulés et des volumes incrémentaux en fonction de la taille des pores, pour les échantillons saturés à l'eau et au plomb, aux concentrations de 0,01 et 1M, est présentée sur les figures 3 a et 3 b.

Le volume cumulé final de l'échantillon saturé à l'eau est de 0,363 ml/g. La saturation des échantillons par des solutions de plomb se traduit par une faible diminution du volume poreux qui passe à 0,358 et 0,329 ml/g, respectivement pour les concentrations 0,01 et 1 M.

Pour interpréter les résultats, on distingue deux types de pores : les pores inter-agrégats dont le diamètre est supérieur à 1,5 µm et les pores interparticulaires dont le diamètre est inférieur à 1,5 µm.

D'après ces résultats, la contribution des pores inter-agrégats et interparticulaires au volume total des pores varie en fonction de la concentration de plomb. Pour les échantillons saturés au plomb à la concentration 0,01 M, la contribution des pores inter-agrégats diminue par rapport à l'échantillon saturé à l'eau. En effet, le volume de ces pores passe de 0,147 ml/g pour l'échantillon saturé à l'eau à 0,118 ml/g pour l'échantillon saturé au plomb. Parallèlement, on observe une augmentation du volume des pores interparticulaire (Tableau II).

En ce qui concerne l'échantillon saturé au plomb à la concentration 1 M, le volume des pores inter-agrégat augmente et devient égal à 0,160 ml/g tandis que la contribution des pores interparticulaires diminue (Tableau II).

Sur la figure 3b, il apparaît que la taille des pores est influencée par la présence des polluants. L'échantillon saturé à l'eau présente deux tailles de pores, une

première autour de 20 µm et une seconde à 1 µm. Pour l'échantillon saturé au plomb à la concentration 0,01 M, les pores inter-agrégats se réduisent. A la concentration 1 M, la distribution des pores change et il apparaît des pores connectés centrés autour de 10 µm (Figure 3b).

Tableau II Évolution de la contribution des pores inter-agrégats et interparticulaires dans le volume poreux des échantillons saturés à l'eau et au plomb (0,01 et 1M)

Perméant	Volume poreux total (ml/g)	Volume des pores inter-agrégats (pores > 1,5 µm) (ml/g)	Volume des pores interparticulaires (pores < 1,5 µm) (ml/g)
Eau	0,363	0,147	0,216
plomb (0.01M)	0,358	0,118	0,24
plomb (1M)	0,329	0,160	0,169

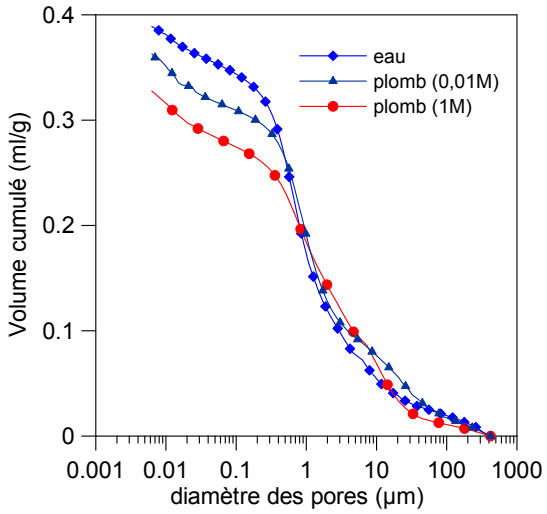


Figure 3a. Variation des volumes cumulés des échantillons saturés à l'eau et au plomb (0,01 et 1M) en fonction de la taille des pores

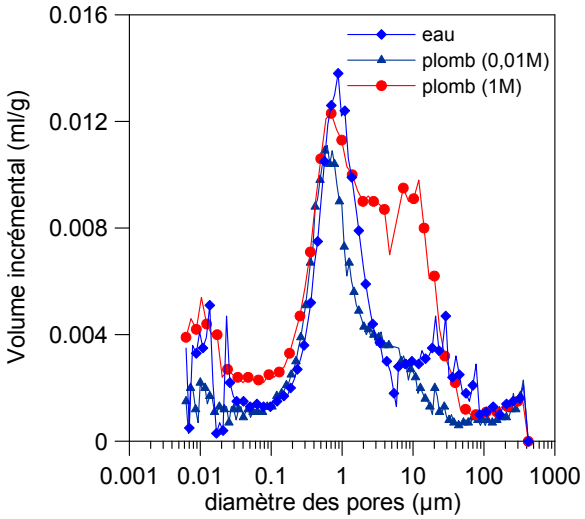


Figure 3b. Variation des volumes incrémentaux des échantillons saturés à l'eau et au plomb (0,01 et 1M) en fonction de la taille des pores

4 Essais d'extraction séquentielle sélective

Les résultats de l'extraction séquentielle sélective sont présentés sur la figure 4.

Les quantités de cations échangeables et résiduels sont très faible quelle que soit la concentration de la solution de saturation. En revanche, les quantités de plomb fixées sur la calcite et sur l'hydroxyde dépendent de la concentration de la solution de saturation.

Pour la concentration de 0.01 M, les résultats de l'extraction séquentielle sélective montrent qu'une grande quantité de plomb précipite avec les carbonates et avec les oxydes / hydroxydes. Ces résultats sont en accord avec ceux de plusieurs auteurs (Farrah et Pickering, 1976; Kitano et al., 1976 ; Zachara et al., 1988 ; Yong et al., 2001). En effet pour cette concentration le pH des échantillons est de 6, ce qui

favorise la formation de $PbCO_3$ (Puppala et al., 1997 ; Virkutyte et al., 2002) et aussi de $Pb(OH)_2$ (Echeverria et al., 2005 ; Wenming et al., 2001).

Pour la concentration de 1 M, les résultats de l'extraction sélective montrent que les métaux sont adsorbés principalement sur les hydroxydes. L'adsorption sur le carbonate diminue sensiblement. En effet, le pH pour cette concentration devient très acide, proche de 3. Cette faible valeur favorise la dissolution des carbonates et, par conséquent, l'augmentation de la porosité des échantillons.

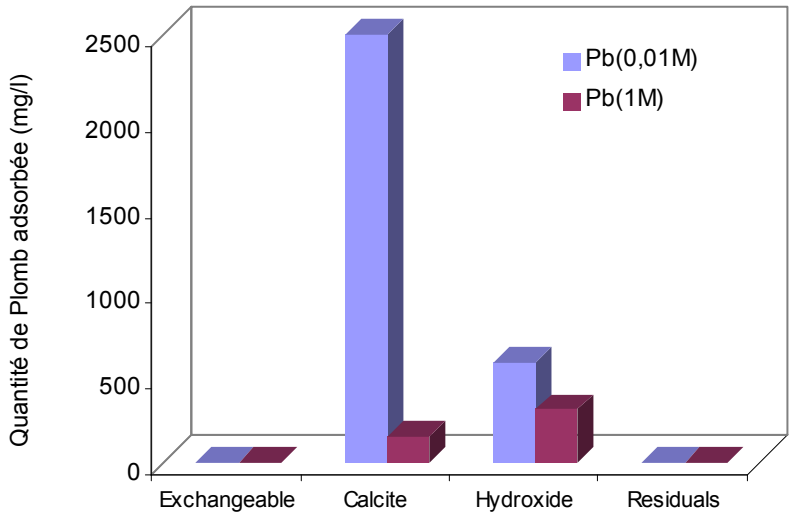


Figure 4 Quantités du plomb fixées sur les constituants du sol déterminées par l'extraction séquentielle sélective

5 Conclusions

Les essais montent que la saturation des échantillons d'argile par des solutions de plomb se traduit par une faible diminution de la perméabilité, par rapport à l'échantillon à l'eau, pour l'échantillon saturé à la concentration 0,01 M et un augmentation pour l'échantillon saturé à la concentration 1 M.

Les résultats des essais de porosimétrie au mercure suggèrent une réorganisation du matériau. En effet, la contribution des pores inter-agrégats au volume poreux total est plus importante pour l'échantillon humidifié par la solution de plomb de concentration 1 M.

Le pH des échantillons en présence d'eau est de 7,5. En présence de plomb à une concentration de 0,01 M, la valeur de pH diminue légèrement à 6. Les échantillons saturés par la solution de concentration 1M présentent un pH très acide, égal à 3.

D'un autre côté, les résultats de l'extraction séquentielle sélective montrent pour la concentration 0,01 M la formation de précipités de carbonate de plomb $PbCO_3$ et de $Pb(OH)_2$. La formation de ces précipités est à l'origine de la réorganisation de l'espace poreux des échantillons et de la réduction des pores inter-agrégats.

Pour les échantillons saturés par la solution de concentration 1 M, c'est plutôt le phénomène de dissolution du carbonate qui est favorisé par la réduction du pH; ce phénomène se traduit par l'élargissement des pores inter-agrégats et ainsi par l'augmentation de la porosité et de la perméabilité des échantillons.

5. Références bibliographiques

Brown G., Brindley G.W. (1980) X-ray procedures for clay mineral identification. pp. 305–360 in: Crystal Structures of Clay Minerals and their X-ray Identification (G.W. Brindley and G. Brown, editors). Monograph 5, Mineralogical Society, London.

Echeverría J.C., Zarranz I., Estella, J., Garrido, J.J. (2005) Simultaneous effect of pH, temperature, ionic strength, and initial concentration on the retention of lead on illite. Applied Clay Science, 30, 103-115.

Farrah H., Pickering W.F. (1976) The sorption of zinc species by clay minerals. Australian Journal of Chemistry, 29, 1649-1656.

Jozja N., Baillif P., Touray J.-C., Pons C.-H., Muller F., Burgevin C.(2003) Impacts «multi-échelle» d'un échange (Mg,Ca)–Pb et ses conséquences sur l'augmentation de la perméabilité d'une bentonite. Comptes Rendus Géosciences, 335, 729–736.

Jullien A., Proust Ch., Le Forestier L., Baillif P. (2002) Hydro-chemio-mechanical coupling effects on permeability and swelling behaviour of a Ca smectite soaked Cu Solutions . Applied Clay Science, 21, 143-153**.**

Gupta S.K., Chen K.Y. (1975) Partitioning of trace metals in selective chemical fractions of nearshore sediments. Environmental letters, 10, 129-158.

Kitano Y., Kanamori N., Yoshioka S. (1976) Adsorption of zinc and copper on calcite and aragonite and its influence on the transformation of aragonite to calcite. Geochemical Journal, 10, 175-179.

Puppala S., Alshawabkeh A.N., Acar Y.B., Gale R. (1997) Enhanced electrokinetic remediation of high sorption capacity soils, Journal of Hazardous Materials, Vol. 55, 203-220.

Shackelford C.D., Craig H., Benson C.H., Hatsumi T., Edil T.B., Lin L. (2000) Evaluating the hydraulic conductivity of GCLs permeated with non-standard liquids. Geotextiles and Geomembranes, 18, 133-161.

Souli H (2006) Etudes hydromécanique et physico-chimique de deux argiles en présence de cations métalliques, Thèse Ecole centrale Paris.

Tessier, A., Campbell, P.G.C., and Bison, M. (1979) Sequential extraction procedure for the speciation of particulate trace metals. Analytical Chemistry, 51, 844-850.

Tessier D. et Berrier J. (1979) Utilisation de la microscopie électronique à balayage dans l'étude des sols , observations de sols humides soumis à différents pF, *Science du sol - Bulletin de l'A.F.E.S.*, **1**, 67-82.

Virkutyte, J., Sillanpaa, M., Latostenmaa, P. (2002) Electrokinetic soil remediation : critical overview. The Science of the total Environment, 289, 97-121.

Wenming D., Zhijun G., Jinzhou D., Liying Z., Zuyi T. (2001) Sorption characteristics of Zn(II) by calcareous soil-radiotracer study. Applied Radiation and Isotopes, 54, 371-375.

Williams, A.B., Donaldson, G.W. (1980) Developments related to building on expansive soils in South Africa : 1973-1980. Proc. 4th Int. Conf. on Expansive Soils, Denver, Vol. 2, 834-844.

Yanful E.K., Quigley R.M., Nesbitt H.W. (1988) Heavy metals migration at a landfill site, Sarnia, Ontario, Canada - 2: metal partitioning and geotechnical implications. Applied Geochemistry, 3, 623-629.

Yong RN., Phadungchewit Y. (1993) pH influence on selectivity and retention of heavy metals in some clay soils. Canadian Geotechnical Journal, 30, 821-833.

Yong RN., Yaacob W.Z.W., Bentley S.P., Harris C., Tan, B.K. (2001) Partitioning of heavy metals on soil samples from column tests. Engineering Geology, 60, 307-322.

Zachara J.M., Kittrick J.A., Harsh J.B. (1988) The mechanism of Zn adsorption on calcite. Geochimica Cosmochimica Acta, 52, 2281-2291

EFFETS DE SOLLICITATIONS HYDRIQUES CYCLIQUES SUR LE GONFLEMENT D'UN SOL ARGILEUX TRAITE A LA CHAUX

IMPACT OF CYCLIC WETTING AND DRYING ON THE SWELLING PROPERTIES OF A LIME-TREATED EXPANSIVE CLAY

Olivier CUISINIER, Dimitri DENEELE
Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Centre de Nantes

RÉSUMÉ – Le traitement à la chaux permet notamment de réduire significativement le gonflement des sols argileux. Cependant, la durabilité de cette amélioration a été mise en question. Les résultats de cette étude tendent à montrer qu'un sol très argileux stabilisé à la chaux pourrait recouvrir ses propriétés initiales de gonflement s'il est soumis à une succession de cycles hydriques.

ABSTRACT – Lime addition is known to reduce the swelling potential of expansive soils. However the permanence of that lime effect in the very long term is questionable. The obtained results clearly indicated that the lime treatment efficiency decreased with time when the treated soil is submitted to cyclic drying and wetting phases. This tendency was confirmed by several cyclic wetting/drying tests.

1. Introduction

Le traitement à la chaux est d'un usage très ancien et très répandu dans le cadre de l'amélioration des sols fins en vue d'améliorer leur comportement et leur maniabilité. Lorsque de la chaux vive est ajoutée à un sol, celle-ci s'hydrate. Ce phénomène provoque un dégagement de chaleur et une augmentation de la quantité d'ions Ca^{2+} et OH^- en solution dans le sol. Ces ions vont réagir avec les constituants du matériau, modifiant ainsi ses caractéristiques de maniabilité, de compactage, et de comportement mécanique à court et long termes (par ex. Little 1995). Parmi ces modifications, le traitement à la chaux permet aussi de réduire, voire de supprimer, le gonflement des sols argileux (par ex. Rao et Thyagaraj, 2003). Ainsi, le traitement à la chaux pourrait être intéressant pour prévenir le gonflement des sols argileux dans le cadre de l'emploi de ces matériaux en terrassement. Cependant, l'évaluation de la stabilité dans le temps de cet effet du traitement à la chaux devient primordiale. Cela n'est pas possible actuellement, en effet, il n'existe encore que très peu de travaux sur l'impact, notamment des sollicitations hydriques cycliques, climatiques, sur la pérennité des effets du traitement à la chaux.

Quelques études de cas sont disponibles dans la littérature pour évaluer les performances de remblais traités à la chaux quelques années après la réalisation de l'infrastructure (Gutschik, 1978, Kelley, 1988). D'après ces quelques études, il apparaît que l'alternance de périodes sèches et humides pourrait être néfaste. Il est cependant difficile de conclure à partir de ces seules études puisque les informations sur les dosages, les types de sol, les conditions de compactage ne sont pas présentées en détail. Il existe aussi quelques études de laboratoire. Guney *et al.* (2007) ont imposé des cycles de séchage/humidification à une argile gonflante compactée traitée à la chaux. Ces auteurs ont montré que, bien que le potentiel de

gonflement de l'argile soit réduit immédiatement après le traitement à la chaux, ce potentiel de gonflement tend à augmenter de manière significative lorsque des cycles hydriques successifs sont imposés. L'étude présentée par Khattab *et al. (2004)*, à partir d'essais réalisés sur l'argile FoCa traitée à la chaux, aboutit aux mêmes conclusions. Ces auteurs montrent que ce comportement semble relié à la période de cure entre le traitement et le premier cycle hydrique. En conclusion, ces études laissent supposer un effet négatif des cycles hydriques sur le gonflement des sols argileux traités à la chaux. Cependant, les cycles hydriques de ces études ont été réalisés entre la saturation (imposition de succion nulle) et de très faibles humidités relatives, succion de plusieurs centaines de MPa ce qui est plutôt sévère par rapport aux variations de succions auxquelles peuvent être soumis le cœur des ouvrages en terre (quelques MPa).

Dans ce contexte, une étude expérimentale a été réalisée pour évaluer la performance à long terme, en terme de gonflement, d'une argile traitée à la chaux soumise à des cycles hydriques. Des œdomètres à succion contrôlé par la méthode osmotique ont été utilisé pour réaliser des cycles hydriques dans une gamme de succions comprise entre 0 et 8 MPa. Cette étude a été réalisée à partir de deux types de matériaux. Il s'agit, d'une part, d'échantillons prélevés dans un remblai expérimental constitué d'argiles gonflantes traitées à la chaux. D'autre part, des expériences complémentaires ont été réalisées sur des échantillons de ce même matériau mais traité en laboratoire, ceci afin d'évaluer l'impact à court terme du traitement à la chaux.

2. Origine et propriétés des matériaux utilises dans l'étude

2.1 Remblais expérimentaux

Les reconnaissances géologiques menées dans le cadre de la réalisation de l'autoroute A34 ont mis en évidence la présence d'argiles très plastiques (A4). Ces argiles ne sont pas utilisables en remblais selon le guide de réutilisation des matériaux en remblais et couche de forme. Face à la pénurie possible de matériau de bonne qualité sur ce chantier, les possibilités de réemploi de ces argiles très plastiques ont été considérées. Dans ce cadre, deux remblais expérimentaux (100 m de longueur, 10 m de large et 1,5 m de hauteur) ont été réalisés en 2003. Deux dosages en chaux ont été utilisés ainsi que différentes modalités de mises en œuvre et compactage du matériau traité. Les propriétés de ces remblais ont été suivies jusqu'à aujourd'hui.

Dans le cadre de cette étude, des sondages ont été réalisés dans un des remblais afin de déterminer les propriétés de gonflement de l'argile traitée. Ces sondages ont été réalisés en 2006, soit trois ans après la construction du remblai, période durant laquelle les remblais ont été soumis aux sollicitations climatiques. Dans le remblai sélectionné, cette argile A34 a été traité avec 3 % de chaux vive et compactée à la teneur en eau optimale (Proctor normal). Ce dosage en chaux avait été reconnu comme suffisant pour supprimer le gonflement de cette argile sous humidification. Seule la partie centrale des sondages a été utilisée dans cette étude.

En parallèle à ces prélèvements, de l'argile A34 non traitée a été utilisée dans cette étude pour réaliser des essais complémentaires.

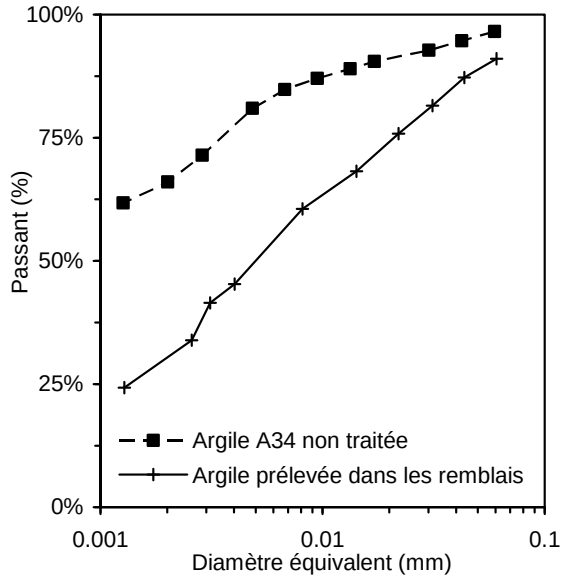


Figure 1. Courbes granulométriques.

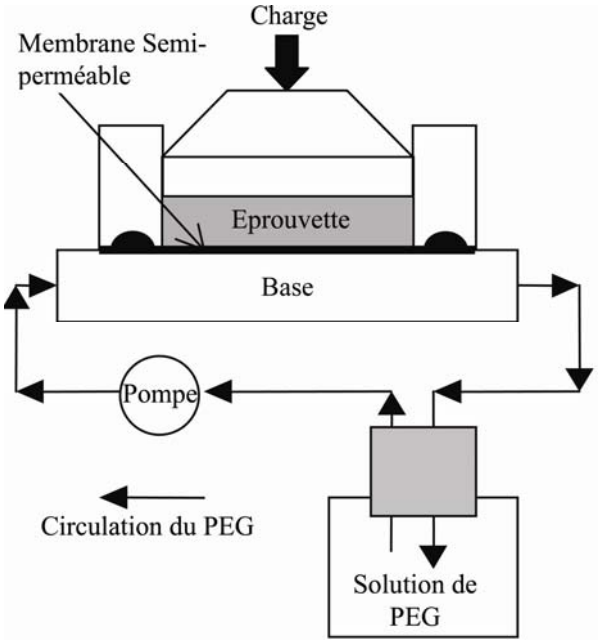


Figure 2. Œdomètre osmotique.

2.2. Propriétés de l'agrile A34 non traitée

Les propriétés d'identification de l'argile A34, avant l'ajout de chaux vive ont été déterminées. La limite de liquidité est de 98,1 %, l'indice de plasticité de 61,0 %, pour une valeur de bleu VBS de 10,7 g pour 100 g. La proportion d'éléments inférieurs à 2 µm est de 66,1 %. Ces données confirment que l'argile peut être classée comme A4. La courbe granulométrique de l'argile est donnée sur la figure 1. Les caractéristiques de compactage ont aussi été déterminées. La teneur en eau de l'optimum Proctor normal est de l'ordre de 24,5 %, avec une masse volumique sèche correspondante de 1,46 $Mg.m^{-3}$. Après un traitement à 3 % de chaux vive, la teneur en eau de l'optimum Proctor normal de cette argile est de 27,0 % pour une densité sèche de 1,37 $Mg.m^{-3}$.

2.2. Caractérisation des prélèvements sur le remblai

La teneur en eau moyenne des carottes prélevées dans le remblai était comprise entre 32 et 36 %, pour une masse volumique sèche comprise entre 1,14 et 1,28 $Mg.m^{-3}$. Le degré de saturation est compris entre 70 et 80 % environ. Ces caractéristiques sont très différentes des caractéristiques de construction du remblai en 2003. Ceci peut être relié au compactage en place qui a été moins efficace sur le chantier qu'en laboratoire, à un gonflement du sol après sa mise en place, ou bien aux effets des conditions climatiques sur le sol traité.

Une analyse de la granulométrie des prélèvements issus du remblai a été réalisée (figure 1). Le traitement à la chaux a induit une baisse importante de la teneur en particules fines (< 2 µm) qui est passée de 66,1 à moins de 30 % pour l'argile traitée. De même, la valeur de bleu VBS sur les prélèvements est comprise entre 5,1 et 7,1 g pour 100 g, ce qui est significativement inférieur à l'argile A34 non traitée. La comparaison de ces résultats avec l'argile A34 non traité montre clairement que le traitement à la chaux a modifié de manière durable les propriétés de l'argile A34.

2.3. Caractéristiques des éprouvettes préparées au laboratoire

Quelques éprouvettes ont été reconstituées en laboratoire. Plusieurs modalités de préparation de l'argile A34 ont été retenues : argile non traitée, argile traitée avec 3 % de chaux sans cure, argile traitée à 3 % avec un mois de cure à 40°C et à teneur en eau constante. Cette dernière modalité a été sélectionnée de manière à accélérer les processus physico-chimiques induits par le traitement à la chaux.

La préparation des éprouvettes traitées a été faite de manière à respecter autant que possible les normes françaises. Le sol humide et la chaux ont été mélangés. Ce mélange a ensuite été laissé au repos pendant une heure avant que le compactage soit réalisé. Ensuite l'éprouvette a été préparée par compactage du mélange sol + chaux directement dans le corps de la cellule œdométrique. La procédure de compactage retenue a été adaptée à partir d'un dispositif présenté par Sridharan & Sivapullaiah (2005). Lorsqu'une période de cure était nécessaire, l'éprouvette et la cellule œdométrique étaient emballées dans du cellophane de manière à éviter les pertes d'eau. Toutes les éprouvettes ont été préparées avec les caractéristiques de l'optimum Proctor normal du sol (traité ou non).

3. Œdomètre à succion contrôlée par la méthode osmotique

Le principe de la méthode est de mettre en contact une éprouvette de sol et une solution de macromolécules en insérant entre les deux une membrane semi-perméable. Celle-ci empêche le passage des macromolécules de la solution vers l'éprouvette mais elle permet les échanges d'eau. Les mouvements d'eau, et donc la succion, sont contrôlés par le phénomène d'osmose : plus la concentration en macromolécules est élevée, plus la succion imposée est forte. La macromolécule utilisée classiquement est le polyéthylène glycol (PEG) avec différents poids moléculaires. Le schéma de principe de l'œdomètre osmotique utilisé est donné sur la figure 2, la base de l'œdomètre permettant de faire circuler la solution osmotique au contact de l'éprouvette. La relation entre la concentration en macromolécules et la succion a été caractérisée par différents auteurs (par ex. Cuisinier et Masrouri 2004). En l'état actuel et avec le dispositif employé, cette méthode a permis d'imposer des succions comprises entre 0 et 8,5 MPa. La hauteur initiale des éprouvettes est de 1 ± 0,05 cm et leur diamètre de 7 cm. Dans cette étude, les phases de dessiccation/humidification ont été réalisées sous une contrainte verticale de 10 kPa de manière à assurer un bon contact entre la base de l'éprouvette et la membrane semi-perméable.

4. Comportement des échantillons provenant du remblai expérimental

4.1. Courbe de rétention d'eau

La succion matricielle des échantillons prélevés dans le remblai expérimental a été déterminée avec la technique du papier filtre. Un échantillon est initialement coupé en deux, trois papiers filtres secs étant introduits entre les deux morceaux. Après 10 jours, le papier filtre central a été utilisé pour déterminer la succion initiale. La succion matricielle initiale est ainsi comprise entre 800 et 1000 kPa.

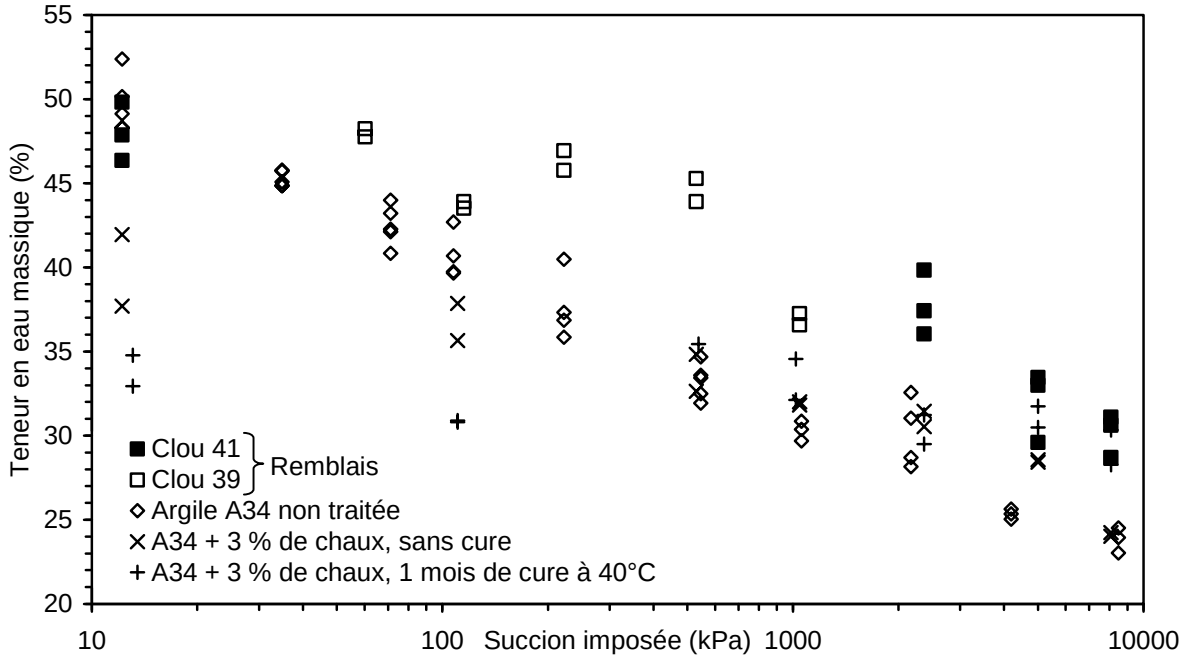


Figure 3. Courbe de rétention des matériaux étudiés.

Dans un deuxième temps, la courbe de rétention du matériau a été déterminée entre 10 kPa et 8 MPa à l'aide de la méthode osmotique. Des morceaux de sol compris entre 4 et 5 cm^3 ont été utilisés pour cette détermination. Pour chaque succion, plusieurs morceaux ont été utilisés. Pour une succion donnée, les morceaux étaient introduits dans une membrane semi-perméable, la membrane fermée étant ensuite introduite dans 500 mL de solution osmotique. Après 7 jours, la teneur en eau massique de chaque morceau a été déterminée, de même que la concentration de la solution pour le calcul de la succion imposée. La courbe de rétention a été déterminée sur deux carottes (Clous 41 et 39) pour estimer la variabilité de la courbe de rétention au sein du remblai. Les résultats sont donnés sur la figure 3. Les résultats obtenus sur les deux sondages sont assez similaires.

4.2. Propriétés de gonflement des prélèvements

Plusieurs séries d'essais ont été réalisées pour évaluer les propriétés de gonflement de l'argile A34 prélevée dans le remblai expérimental. Le potentiel de gonflement libre a été déterminé dans un œdomètre classique sous une contrainte verticale de 10 kPa. Il est inférieur à 0,5 % de la hauteur initiale. Cette valeur peut être comparée au potentiel de gonflement de l'argile, de l'ordre de 13 % pour une teneur en eau initiale de 35 %, c'est-à-dire proche de la teneur en eau *in situ*.

Ensuite, trois échantillons ont été soumis à des cycles hydriques successifs dans les œdomètres osmotiques, les cycles étant compris entre une valeur proche de la succion initiale (1 MPa) et 0 kPa. La masse volumique sèche des éprouvettes testées était comprise entre 1,17 et 1,28 $Mg.m^{-3}$. Pour limiter la durée de l'essai, aucune succion intermédiaire entre 1 et 0 MPa n'a été imposée. Les résultats de ces essais sont donnés sur la figure 4a. Les résultats montrent que la première phase d'humidification a induit une augmentation de volume limitée. Le premier cycle d'humidification/séchage induit des déformations irréversibles de retrait alors que les cycles ultérieurs n'induisent pas de déformations irréversibles.

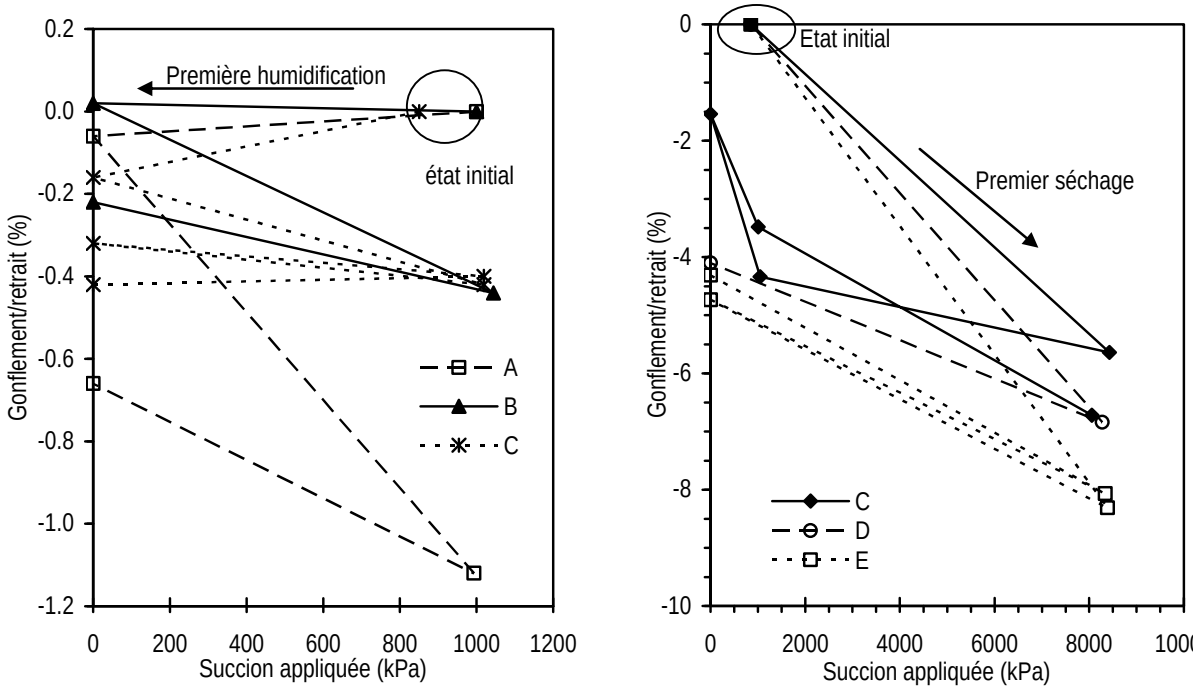


Figure 4. Influence de cycles hydriques successifs sur les échantillons intacts : (a) entre 0 et 1000 kPa ; (b) entre 0 et 8000 kPa.

Ensuite, trois autres échantillons ont été soumis à des cycles hydriques dans une gamme de succion comprise entre 0 et 8000 kPa (figure 4b). La première phase de séchage jusqu'à 8000 kPa a induit un fort retrait du matériau, compris entre 5,1 et 8,5 % en fonction de l'éprouvette considérée, ce qui est très supérieur à ce qui avait été enregistré lors des essais A, B et C entre 0 et 1000 kPa. Par ailleurs, il apparaît qu'un gonflement significatif ait accompagné la phase d'humidification qui a suivi la première dessiccation. L'essai C, qui comporte une succion intermédiaire entre 8000 et 0 kPa permet de voir que le gonflement est surtout produit entre 1000 et 0 kPa. Il apparaît ainsi que les propriétés de gonflement de l'argile A34 sont très dépendantes de l'amplitude de la sollicitation hydrique imposée.

5. Comportement des échantillons reconstitués au laboratoire

Pour évaluer l'effet de la chaux après trois ans, il est nécessaire de disposer de résultats sur le matériau A34 non traité et traité avec 3 % de chaux avec un temps de cure limité. Cette partie donne les résultats de l'ensemble des essais réalisés sur des éprouvettes reconstituées au laboratoire.

5.1. Courbes de rétention

Les courbes de rétention des matériaux préparés en laboratoire ont été déterminées par la méthode osmotique suivant la méthodologie exposée précédemment. Les résultats de ces essais sont comparés avec ceux obtenus pour des échantillons prélevés dans le remblai sur la figure 3. Les résultats montrent que le traitement à la chaux influence de manière significative le comportement de l'argile. Ainsi, la capacité de rétention d'eau de l'argile A34 traitée à 3 % de chaux

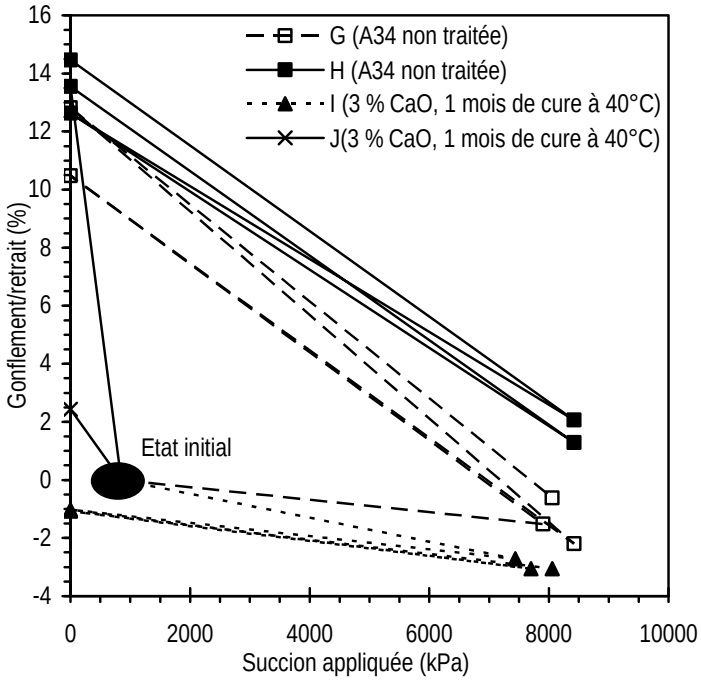


Figure 5. Influence de cycles hydriques successifs sur les échantillons reconstitués.

est plus faible que l'argile A34 non traitée pour les succions inférieures à 200 kPa. Cependant, il semble que la capacité de rétention d'eau de l'argile traitée à 3 % de chaux soit supérieure à celle de l'argile non traitée pour les succions supérieures à 1 MPa. Ce point traduit sans doute une profonde réorganisation microstructurale de l'argile suite au traitement. L'effet du temps de cure, à teneur en eau constante et 40°C, peut être apprécié. Une tendance à la diminution de la capacité de rétention d'eau avec la cure est mise en évidence.

Par ailleurs, un autre point significatif est que la courbe de rétention d'eau des échantillons prélevés *in situ* est très significativement différente de la courbe de rétention déterminée à partir des échantillons traités reconstitués en laboratoire. Il apparaît que la capacité de rétention de l'argile A34 sous une succion de 10 kPa est voisine de la capacité de rétention de l'argile non traitée.

5.2. Gonflement des échantillons reconstitués au laboratoire

La figure 5 montre que le potentiel de retrait/gonflement de l'argile A34 est très fort lorsqu'elle n'est pas traitée avec de la chaux. Il apparaît que l'éprouvette traitée à 3 % de chaux et laissée en cure pendant 28 jours à 40°C ne présente plus de variation de volume importante lorsqu'elle est soumise à des cycles hydriques entre 0 et 8 MPa. Un léger retrait irréversible est observé lors de la première dessiccation. Ces essais permettent de montrer que le traitement à la chaux est efficace sur ce type d'argile pour réduire efficacement le potentiel de retrait/gonflement. Les cycles hydriques ne semblent pas avoir d'impact sur le gonflement/retrait.

6. Discussion et conclusion

La comparaison de l'ensemble de ces résultats permet d'évaluer l'évolution à moyen terme de l'efficacité du traitement à la chaux sur les propriétés de gonflement

de l'argile A34. Ainsi, le potentiel de gonflement/retrait des échantillons prélevés dans les remblais, traités à la chaux, est très supérieur à celui des échantillons traités à la chaux en laboratoire. On peut cependant observer, que trois ans après la construction du remblai, le potentiel de gonflement/retrait des échantillons prélevés dans le remblai reste significativement inférieur à celui de l'argile non traitée. Par ailleurs, la capacité de rétention sous de faibles succions, des échantillons prélevés dans le remblai est assez similaire à la capacité de rétention d'eau de l'argile non traitée, mais très supérieure à celle des échantillons traités au laboratoire. On peut aussi noter que les courbes de rétention sont très différentes entre les succions de 50 kPa jusqu'à 8000 kPa. Les propriétés d'identification géotechnique montrent aussi que le traitement à la chaux a un impact significatif sur l'argile A34 provenant des remblais.

L'ensemble de ces résultats montre que le traitement à la chaux conserve des effets sur l'argile A34, trois après la réalisation des remblais. Cependant, si l'on prend pour référence les essais réalisés sur les échantillons reconstitués en laboratoire, l'efficacité du traitement à la chaux diminue avec le temps. Il ressort aussi des résultats obtenus que le comportement de retrait/gonflement de l'argile A34 traitée provenant des remblais est fonction de la gamme de succion dans laquelle sont réalisés les cycles hydriques.

Il est maintenant nécessaire de déterminer les raisons qui expliquent cette baisse d'efficacité du traitement avec le temps. Il s'agit de déterminer l'influence relative des conditions environnementales auxquelles le remblai a été soumis et l'effet de ces conditions sur les processus physico-chimiques connus pour les sols traités.

7. Remerciements

Les auteurs remercient V. Berche du Laboratoire Régional de l'équipement de St Quentin pour avoir fourni les échantillons provenant du remblai expérimental ainsi que les informations relatives à sa construction.

8. Références bibliographiques

Cuisinier, O., Masrouri, F. (2004) Testing the hydromechanical behaviour of a compacted swelling soil. Geotechnical Testing J. 27, 598-606.

Guney, Y., Sari, D., Cetin, M., Tuncan, M. (2007) Impact of cyclic wetting-drying on swelling behaviour of lime-stabilized soil. Building and Environment 42, 681-688.

Gutschick, K.A. (1978) Lime stabilization under hydraulic conditions. 4th lime congress, 1-20.

Kelley, C.M. (1988) A long range durability study of lime stabilized bases at military posts in the southwest. Bulletin 328, National Lime Association, Arlington, 2nd edition.

Khattab, S.A.A., Al-Mukhtar M., Fleureau J.-M. (2007) Long-term stability characteristics of a lime-treated plastic soil. J. of Materials in Civil Engineering, 19, 358-366.

Little, D.N. (1995) Stabilization of pavement subgrades and base courses with lime. Arlington: National lime association.

Rao, S.M., Thyagaraj, T. (2003) Lime slurry stabilisation of an expansive soil. Geotechnical Engineering, 153, 139-146.

Sridharan, A., Sivapullaiah, P.V. (2005) Mini compaction test apparatus for fine grained soils. Geotechnical Testing J., 28, 240-246.

PROPRIETES DE RETENTION ET DE COMPRESSIBILITE D'UNE ARGILE NATURELLE GONFLANTE

RETENTION AND COMPRESSIBILITY PROPERTIES OF A NATURAL SWELLING CLAY

An-Ninh TA[1], Anh-Minh TANG[1], Yu-Jun CUI[1], Altin MANTHO[1], Kai CUI[2]
1 Université Paris-Est, Institut Navier, ENPC-CERMES, Paris, France
2 Institut National de la Recherche Agronomique, Unité d'agronomie de Laon-Péronne

RÉSUMÉ – L'argile verte de Romainville a été étudiée. Ses propriétés de rétention d'eau sont d'abord caractérisées avec mesure simultanée de la teneur en eau massique et du volume. Sa compressibilité a été ensuite étudiée par l'essai oedométrique à succion contrôlée. Les résultats obtenus ont montré une forte sensibilité à l'eau et un haut potentiel de retrait - gonflement.

ABSTRACT – The green clay from Romainville has been studied. The water retention properties were first characterized by simultaneous measurement of gravimetric water content and volume. The compressibility was then studied by suction controlled oedometric test. The results showed a high water sensibility and important swell/shrink potential.

1. Introduction

Depuis 1989, les sinistres liés au retrait-gonflement des argiles sont indemnisés dans le cadre de la loi sur les catastrophes naturelles. Le coût lié à ces indemnisations était estimé en 2002 à 3,3 milliards d'euros par la Caisse Centrale de Réassurance, ce qui en fait le deuxième poste après les inondations (environ 40% des indemnisations pour toutes les catastrophes naturelles). Du point de vue de la mécanique des sols non saturés, ces risques sont liés aux tassements et soulèvements différentiels. Ces mouvements du sol sont dus au retrait du sol par le séchage ou au gonflement du sol par l'humidification. Ainsi, afin de mener à bien les analyses de ces risques, il est nécessaire de bien comprendre les propriétés de rétention d'eau et de compressibilité des sols en question.

Dans le cadre du projet ANR-RGCU « Analyse du Retrait-Gonflement et de ses Incidences sur les Constructions » - ARGIC, on a caractérisé l'argile verte de Romainville prélevée à l'Est de Paris lors de l'excavation pour la réalisation de la fondation d'un bâtiment. Dans ce travail, ses propriétés de rétention d'eau et de compressibilité ont été étudiées.

2. Matériaux et méthode

2.1. Matériaux

L'argile verte de Romainville a été prélevée en bloc pendant un projet de construction d'un bâtiment à l'Est de Paris (Figure 1).

Figure 1. Plan de localisation des prélèvements

Sa teneur initiale en eau naturelle était de 38%. La succion initiale a été mesurée avec un tensiomètre ; elle était d'environ 40 kPa. Les techniques de tamisage et de sédimentométrie ont été utilisées pour déterminer la courbe granulométrique. Le résultat a montré que les grains fins d'un diamètre inférieur à 80 μm représentent 92% et la fraction argileuse (< 2 μm) représente 68%. La limite de liquidité est de 95% et celle de plasticité est de 41%. Selon le diagramme de Casagrande, l'argile de Romainville est classée comme argile très plastique. La teneur en carbonate est assez élevée : 13%. L'analyse minéralogique par diffraction aux rayons X a montré que la fraction argileuse est composée d'illite et de smectite. La surface spécifique mesurée est de 340 m²/g. Les caractéristiques principales sont récapitulées dans le Tableau I.

Tableau I. Caractéristiques de l'argile verte de Romainville

Limite de liquidité (%)	95
Limite de plasticité (%)	41
Indice de plasticité	54
Fraction argileuse (%<2 μm)	68
Composition de l'argile	Illite et smectite
Teneur en carbonate (%)	13
Surface spécifique, S (m²/g)	340

2.2. Méthodes

Deux techniques de contrôle de succion ont été utilisées : osmotique et phase vapeur. Dans la technique osmotique (Kassiff and Ben-Shalom 1971 ; Cho et al. 2000 ; Komine and Ogata 2003), le sol a été mis en contact avec une solution PEG ayant une concentration connue à travers une membrane semi-perméable. Cette membrane permet aux molécules d'eau de traverser librement mais elle empêche les molécules de PEG qui sont plus grandes que les mailles de la membrane d'entrer dans le sol. A l'équilibre, la succion dans le sol est égale à la succion osmotique de la so-

lution PEG. En contrôlant la concentration de la solution PEG, on peut contrôler la succion du sol. Dans la technique par phase vapeur, le sol est mis en contact avec l'air ayant une humidité relative contrôlée par une solution saline saturée (Tessier 1984 ; Delage et al. 1998 ; Tang and Cui 2005). A l'équilibre, la succion dans le sol est égale à la succion imposée par l'air calculée à partir de l'humidité relative selon la loi de Kelvin.

Afin de déterminer la courbe de rétention d'eau, deux petits échantillons cubiques (de 15 à 20 mm de côté) ont été découpés directement à partir d'un bloc de sol naturel. Ensuite, ils ont été séchés par l'application des paliers de succion croissants en utilisant la méthode par phase vapeur : s = 6,1 ; 13,1 ; 24,9 ; 82 ; 113 ; 136 ; et 216 MPa. L'indice des vides et le degré de saturation à l'équilibre à chaque succion ont été déterminés.

En ce qui concerne les essais oedométriques, les échantillons ont été découpés avec un carottier métallique (10 mm de hauteur et 70 mm de diamètre). Le carottier et l'échantillon ont été ensuite installés directement dans la cellule œdométrique. Tout d'abord, ils ont été tous soumis à une faible contrainte verticale : 25 kPa. Ensuite, les quatre succions ont été appliquées : s = 0 (échantillon saturé à l'eau distillée), s = 500 kPa (méthode osmotique), s = 9 et 39 MPa (méthode par phase vapeur) sur quatre échantillons. Après avoir atteint l'état d'équilibre avec la succion, la contrainte verticale a été augmentée par paliers jusqu'à 800 kPa puis diminuée. Pour l'essai à s = 0, après avoir atteint l'équilibre, plusieurs cycles de chargement et de déchargement ont été appliqués. La procédure d'essai définie dans la Norme (AFNOR 1997) a été suivie.

3. Résultats

3.1. Courbes de rétention d'eau

Les courbes de rétention d'eau obtenues sur deux échantillons pendant le séchage sont présentées sur la Figure 2. On observe d'abord une bonne similarité entre les deux courbes, montrant d'une part la répétitivité de l'essai et d'autre part l'homogénéité du sol. On trouve que le volume du sol a diminué significativement lors de l'augmentation de la succion de 40 kPa, l'état initial, jusqu'à 24,9 MPa (l'indice des vides a diminué de 1,02 à 0,42). La diminution de volume pendant le séchage (augmentation de succion) a été moins importante dans la gamme de fortes succions (s > 24,9 MPa). En ce qui concerne le degré de saturation, le sol restait saturé (S_r = 100%) à une succion inférieure à 13,1 MPa. Cette valeur, qui est assez élevée, correspond au point d'entrée d'air. Le degré de saturation à une grande succion de 216 MPa reste important (30%), montrant la plasticité importante de cette argile.

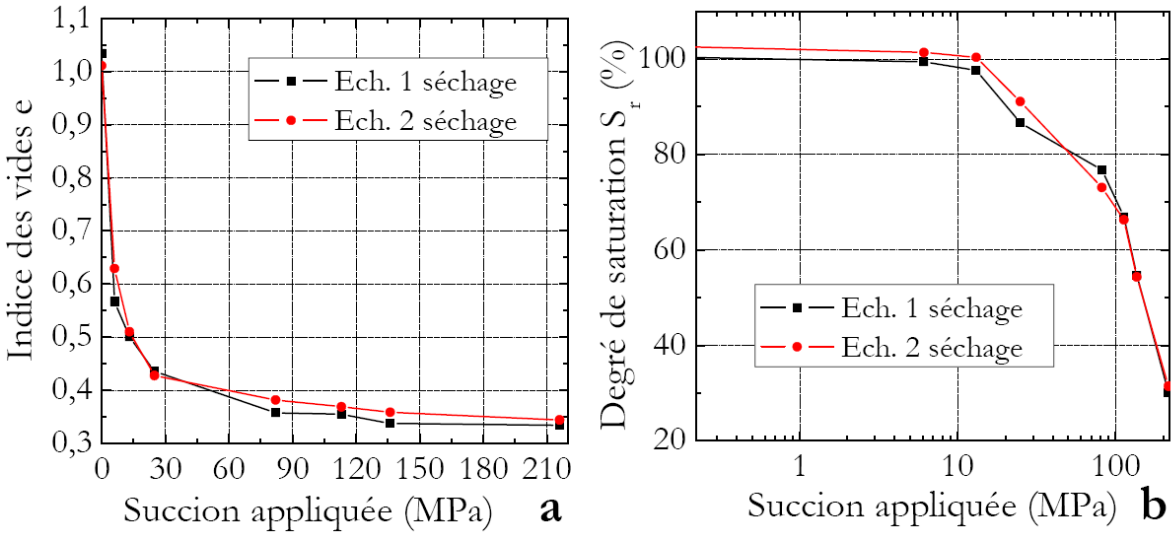


Figure 2. Variation de l'indice des vides (a) et du degré de saturation (b) en fonction de la succion appliquée pendant le séchage

3.2. Retrait et gonflement sous sollicitations hydriques à l'oedomètre

A l'oedomètre, l'application des succions a provoqué une variation de hauteur de chaque échantillon. Les résultats sont présentés sur la Figure 3.

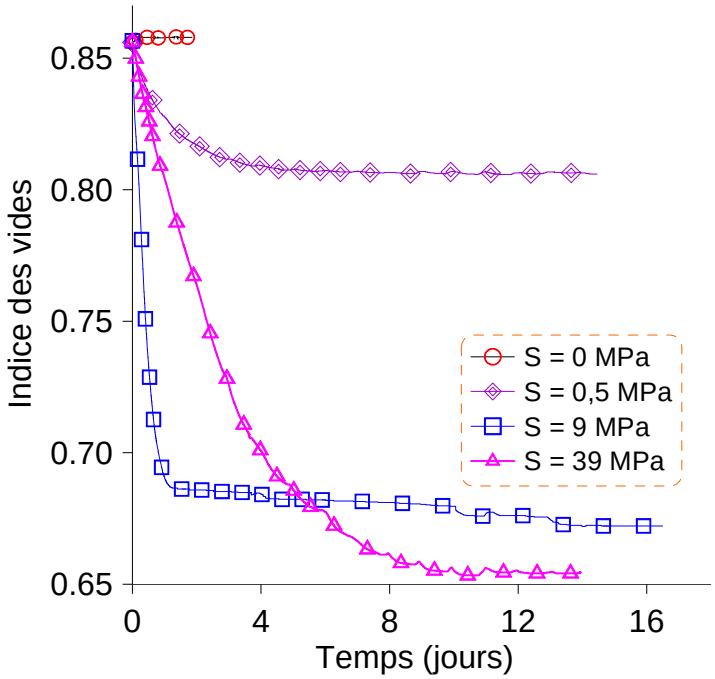


Figure 3. Déformation sous sollicitations hydriques

Pour l'essai s = 0, un gonflement de 0,1% est observé. Pour les trois autres essais, des retraits importants sont bien observés. Ils sont de 2,67% (s = 500 kPa), 9,84% (s = 9 MPa), et 10,76% (s = 39 MPa). Le temps nécessaire pour que le sol atteigne son état d'équilibre a été de 2 jours (s = 0), 7 jours (s = 500 kPa), 10 jours (s = 9 MPa), et 14 jours (s = 39 MPa).

3.3. Compressibilité à différentes succions

Le résultat des courbes de compressibilité de l'argile verte à l'état saturé est présenté sur la Figure 4. Le premier chargement représente bien un comportement élasto-plastique : une partie élastique suivie par une partie plastique plus compressible. Par contre, une augmentation importante de la pente des courbes de déchargement est remarquée. C'est le comportement typique d'un sol gonflant (AFNOR 1997). Suivant cette norme, les paramètres de compressibilité ont été déterminés : P_0 = 140 kPa ; C_s = 0,053 ; C_c = 0,306. On note que le rechargement n'a pas suivi les courbes de déchargement.

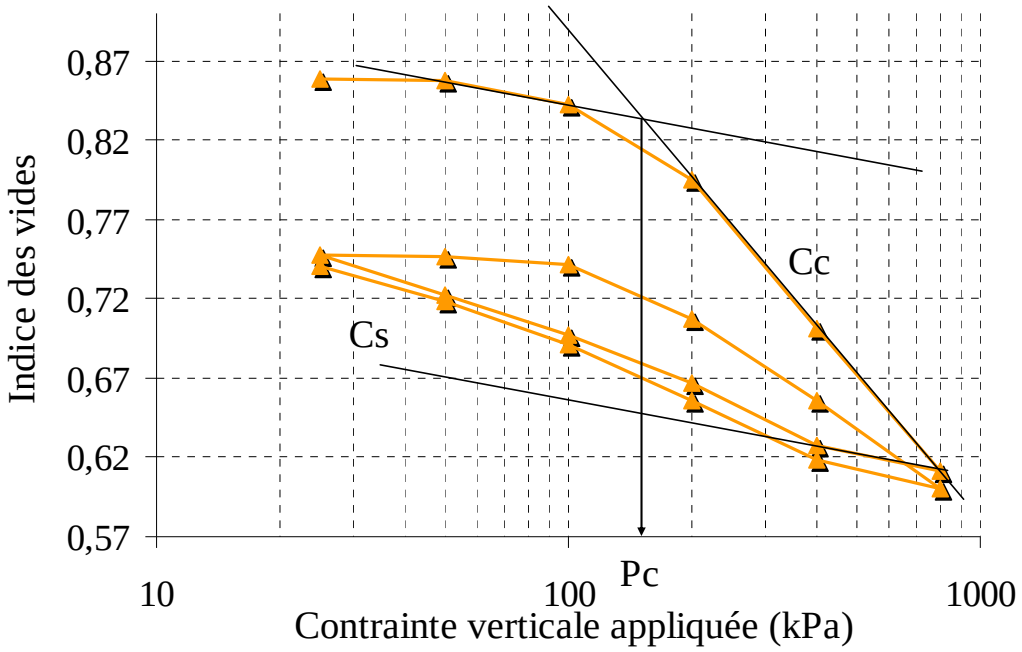


Figure 4. Indice des vides en fonction de la contrainte verticale appliquée pour l'essai à s = 0

L'indice des vides à l'état d'équilibre correspondant à chaque contrainte appliquée est présenté sur la Figure 5. Un comportement élasto-plastique a été observé pour les essais à 0 et 0,5 MPa de succion. La pression de préconsolidation déterminée à s = 0,5 MPa est de 190 kPa, plus importante que celle à s = 0 (140 kPa). L'indice de compression, C_c, à s = 0,5 MPa (C_c = 0,245) est plus petit que celui à s = 0 (C_c = 0,306).

En ce qui concerne les courbes de compression à fortes succions (s = 9 et 39 MPa), le passage du comportement élastique au comportement plastique n'est pas très clair. La pression de préconsolidation correspondant à ces succions était probablement plus importante que la contrainte maximale appliquée (800 kPa).

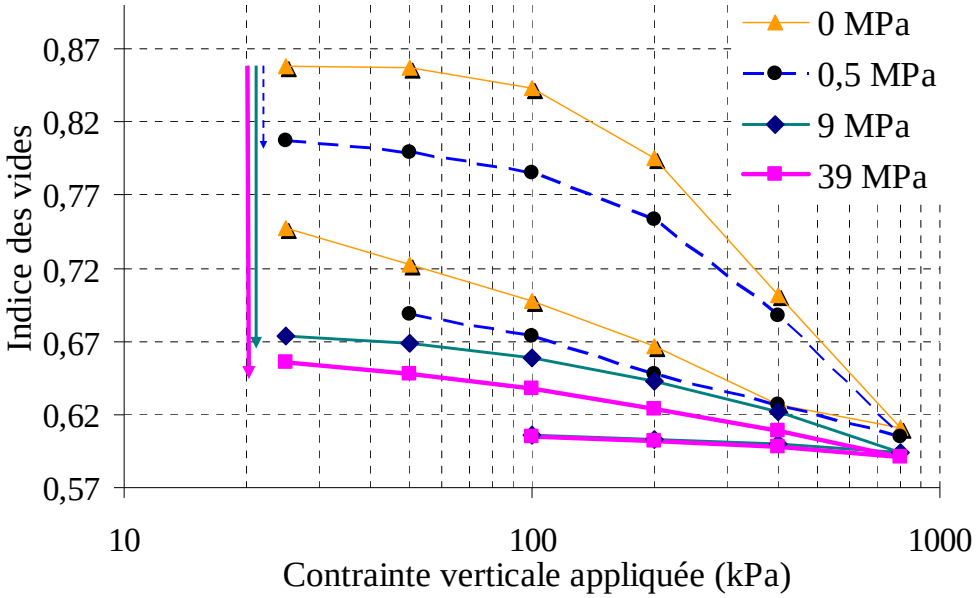


Figure 5. Courbes oedométriques à différentes succions

4. Discussion

Les résultats ont montré une forte aptitude au retrait - gonflement de l'argile verte de Romainville. La courbe de rétention d'eau indique un retrait total de 33% de déformation volumique (l'indice des vides a diminué de 1,02 à 0,35) pendant un séchage de l'état initial à une succion de 216 MPa. Un tel retrait explique les importants dégâts observés sur les constructions bâties sur ce sol pendant les périodes de sécheresse ou de fortes précipitations.

La valeur de succion correspondant au point d'entrée d'air (13,1 MPa) observée sur la Figure 2b est en concordance avec les résultats de la Figure 2a. En effet, au dessous de cette valeur, la variation volumique du sol en fonction de la succion est très importante. Elle peut atteindre 25% de variation volumique (l'indice des vides a diminué de 1,02 à 0,50 quand la succion était de 13,1 MPa). Au-delà de cette valeur, la variation volumique due à la variation de succion devient faible. La succion initiale du sol mesurée était de 40 kPa et le sol était dans l'état saturé. Dans une période normale, l'argile se trouve souvent dans son état saturé (la succion in situ inférieure au point d'entrée d'air). Cela signifie que le sol in-situ se trouve dans la zone très sensible au retrait - gonflement.

L'indice des vides initial des échantillons utilisés dans les essais oedométrique (0,85) était plus petit que celui des échantillons utilisés pour déterminer la courbe de rétention d'eau. Cela peut être expliqué par le séchage du bloc de sol prélevé pendant le stockage malgré une protection par une couche de paraffine. Pendant l'essai à s = 0, le sol a été humidifié sous une faible contrainte de 25 kPa. Malgré cela, le sol n'a pas pu gonfler et retrouver son état initial (e = 1,02). L'indice des vides du sol à la fin du gonflement était de 0,86. Ceci est en concordance avec les observations de Komine et Ogata (2003) qui ont montré que le gonflement est très sensible à la contrainte appliquée.

La durée nécessaire pour que le sol atteigne son état d'équilibre a été de plusieurs jours (Figure 3). Cette durée relativement longue pour une hauteur

d'échantillon de 10 mm peut être expliquée par une faible perméabilité des argiles gonflantes. Dans les travaux de Cho et al. (2000), plusieurs jours ont été nécessaires pour saturer les échantillons de bentonite compactée. En fait, la durée de l'expérimentation dépend non seulement de la nature du sol mais aussi de la hauteur de l'échantillon, et de la technique d'imposition de la succion (osmotique ou par vapeur, vitesse de circulation de la solution ou de la vapeur).

Si l'on compare l'indice des vides obtenu à la fin de la phase d'imposition de succion pour les deux types d'essais, on trouve que celui des essais oedométriques (e = 0,67 pour s = 9 MPa, et e = 0,65 pour s = 39 MPa) a été plus important que celui de la courbe de rétention d'eau (Figure 2, e < 0,65 pour s > 6,1 MPa). En fait, le volume des échantillons utilisés pour déterminer la courbe de rétention d'eau a été mesuré en pesant les échantillons dans un pétrole (Kerdane). La précision de cette méthode est assez bonne (Delage et al. 2007). Par contre, l'indice des vides des échantillons dans l'oedomètre a été calculé à partir de la variation de la hauteur de l'échantillon mesurée par un comparateur (0,001 mm de précision). Le calcul a été fait en supposant que le retrait radial du sol était négligeable. Cette hypothèse a donc sous-estimé le retrait volumique du sol. Par conséquent, l'indice des vides calculé dans l'oedomètre a été plus important que celui dans la courbe de rétention d'eau.

L'effet de la succion sur la compressibilité (Figure 5) est similaire à certains résultats existant dans la littérature pour les sols gonflants (Lloret et al. 2003 ; Tang et al. 2008) : l'augmentation de la succion augmente la pression de préconsolidation et diminue l'indice de compression C_c.

5. Conclusions

Les propriétés hydro-mécaniques de l'argile verte de Romainville ont été étudiées. Une forte aptitude au retrait - gonflement sous l'effet des sollicitations hydriques a été observée. Un retrait de 33% de variation volumique a été constaté durant un séchage jusqu'à une succion de 216 MPa. La courbe de rétention d'eau a montré une forte succion au point d'entrée d'air (13,1 MPa). En dessous de cette valeur, la variation du volume du sol due à la variation de succion était très importante. Les essais oedométriques à succion contrôlée ont montré une forte influence de la succion sur la compressibilité du sol. La pression de préconsolidation a augmenté de 140 kPa (à s = 0) à 190 kPa (à s = 0,5 MPa), elle a dépassé 800 kPa à s = 9 MPa.

6. Remerciements

Ce travail a été réalisé dans le cadre du projet ANR-RGCU « Analyse du Retrait-Gonflement et de ses Incidences sur les Constructions » - ARGIC.

7. Références bibliographiques

AFNOR (1997) Sols : Reconnaissance et essais - Essai oedométrique _ Partie 1: Essai de compressibilité sur matériaux fins quasi saturés avec chargement par paliers. Association Française de Normalisation (P 94-090-1).

Cho, W.-J., Lee J.-O., Kang C.-H. (2000) Influence of temperature elevation on the sealing performance of a potential buffer material for a high-level radioactive waste repository. Annals of Nuclear Energy 27 (14), 1271-1284.

Delage, P., Howat M. D., Cui Y. J. (1998) The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay. Engineering Geology 50 (1-2), 31-48.

Delage, P., Le T. T., Tang A. M., Cui Y. J., Li X. L. (2007) Suction effects in deep Boom Clay block samples. Geotechnique 57 (2), 239-244.

Kassiff, G., Ben-Shalom A. (1971) Experimental relationship between swell pressure and suction. Géotechnique 21 (3), 245-255.

Komine, H., Ogata N. (2003) New equations for swelling characteristics of bentonite-based buffer materials. Canadian Geotechnical Journal 40 (2), 460-475.

Lloret, A., Villar M. V., Sanchez M., Gens A., Pintado X., Alonso E. E. (2003) Mechanical behaviour of heavily compacted bentonite under high suction changes. Geotechnique 53 (1), 27-40.

Tang, A.-M., Cui Y.-J. (2005) Controlling suction by the vapour equilibrium technique at different temperatures and its application in determining the water retention properties of MX80 clay. Canadian Geotechnical Journal 42 (1), 287-296.

Tang, A.-M., Cui Y. J., Barnel N. (2008) Thermo-mechanical behaviour of a compacted swelling clay. Geotechnique 58 (1), 45-54.

Tessier , D. (1984) Etude expérimentale de l'organisation des matériaux argileux: hydratation, gonflement et structuration au cours de la dessiccation et de la réhumectation. Université de Paris VII. PhD

COMPORTEMENT DE MELANGE MONTMORILLONITE-KAOLINITE SUR CHEMINS OEDOMETRIQUES ET TRIAXIAUX

MONTMORILLONIT - KAOLINIT MIXTURES BEHAVIOUR UNDER OEDOMETRIC AND TRIAXIAL PATHS

Hammad TAMMAM [(1)], Mahdia HATTAB[(2)]
1 Laboratoire de Mécanique des Sols, Structures et Matériaux
Ecole Centrale Paris – CNRS UMR 8579
Grande voie des vignes 92295 Châtenay Malabry – France
tammam.hammad@ecp.fr
2 Laboratoire Physique et Mécanique des Matériaux
Université Paul Verlaine – CNRS UMR 7554
Ile du Saulcy 57045 Metz – France
mahdia.hattab@ecp.fr

RÉSUMÉ – L'objectif de cette recherche est de caractériser le comportement, sur chemins oedométriques et triaxiaux, de matériaux constitués d'un mélange de deux types d'argiles : une montmorillonite (w_L=170%, w_P=60%), et une kaolinite (w_L=40%, w_P=20%), puis d'analyser l'évolution du comportement des mélanges d'argiles allant de la montmorillonite (0% de kaolinite) jusqu'à la kaolinite (0% de montmorillonite)

ABSTRACT – The objective of this research is to characterize the mechanical behaviour under oedometric and triaxial paths, for a mixture between two kinds of pure clay: montmorillonit (wL=170%, wP=60%), and kaolinit (w_L=40%, w_P=20%), and to analyze the behaviour evolution from the montmorillonit's behaviour (0% of kaolinit) to kaolinit's behaviour (0% of montmorillonit).

1. Introduction

Pour les sols argileux, la composition minéralogique des particules influence directement les propriétés mécaniques, la résistance, et la perméabilité du matériau (Belanteur, 1995). La variation du volume lors d'un chargement est due à une expulsion de l'eau et à un réarrangement des particules. Néanmoins, la réponse aux efforts mécaniques est complexe. Au niveau global, l'argile a un comportement contractant lorsqu'elle est normalement consolidée (NC) (Biarez et Hicher, 1994), l'état de plasticité parfaite est atteint quand la variation du volume tend vers un palier.

L'argile présente deux niveaux d'organisations distinctes : les unités organisées en particules et les particules elles-mêmes dont l'arrangement forme la matrice solide, ce dernier niveau d'organisation étant altéré par la contrainte mécanique. Pour la kaolinite, les particules sont faites de feuillets constitués de deux couches dont la charge est nulle, l'épaisseur de feuillet est de 0,7 nm. La montmorillonite est constituée de feuillets à 3 couches, le feuillet a une charge importante et son épaisseur est de 1 nm.

Dans cette étude nous nous proposons d'analyser le comportement mécanique sur différents chemins de chargement : en chargement oedométrique, en chargement isotrope, et sur chemin triaxial normalement consolidé à σ'_3= *constante*.

Nous considérons dans ce travail deux types d'argile remaniée (la kaolinite et la montmorillonite) puis des mélanges avec différents pourcentages de ces argiles.

2. Caractéristiques des matériaux

Les deux types d'argiles utilisés sont la kaolinite (commercialisée sous le nom de kaolinite P300), et la montmorillonite (commercialisée sous le nom d'argile grecque).

L'analyse microstructurale effectuée par diffraction des rayons X sur la kaolinite P300, a mis en évidence en dehors de la kaolinite, la présence de deux autres minéraux : l'illite et le quartz. L'observation effectuée au microscope électronique à balayage (figure 1) vient confirmer cette analyse et montrer que le constituant principal est la kaolinite.

L'argile grecque est une smectite calcique ou magnésienne (Brindly et Brown, 1980) ayant un caractère dioctaédrique, la particule est définie comme un empilement parallèle quel que soit le degré d'ordre dans la répartition des feuillets à l'intérieur de l'empilement. L'épaisseur de particule varie selon la teneur en eau (Pons, 1982 ; Pons, 1987).

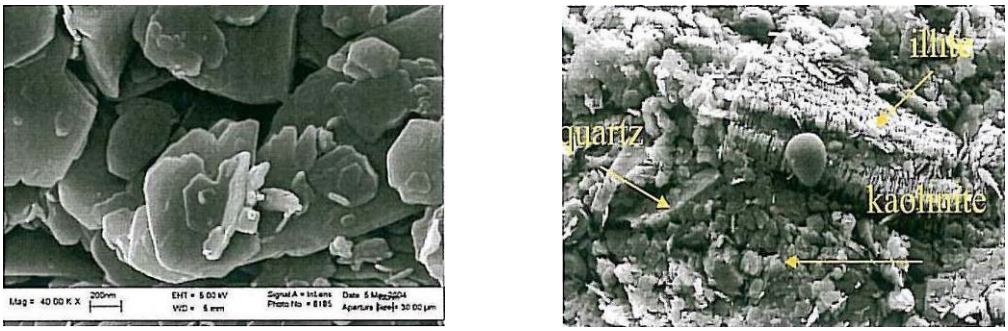


Figure 1. Photos de la kaolinite P300 au MEB (Bouziri, 2007)

Les propriétés physiques de l'argile grecque, de la kaolinite P300 et des mélanges étudiés de ces deux argiles sont présentées dans le tableau I.

Tableau I. Caractéristiques physiques des matériaux

	Kaolinite (K)	Montmorillonite (M)	(M-1) 35% de (K)	(M-2) 65% de (K)	(M-3) 25% de (K)	(M-4) 50% de (K)
w_L	40	170	118	82	128	92
w_P	20	60	36,42	30	48	40
I_P	20	110	81,58	52	80	52
γ_S	2,65	2,73	2,702	2,678		

Les deux mélanges (kaolinite + montmorillonite) réalisés ont permis d'analyser l'influence de chaque matériau sur la réponse mécanique. Le mélange M-1, par exemple, est constitué de 35% de kaolinite et 65% de montmorillonite, et le mélange M-2 est constitué de 65% de kaolinite et 35% de montmorillonite.

L'indice de plasticité et la limite de liquidité permettent de vérifier le classement de la montmorillonite comme une argile très plastique à très fort potentiel de gonflement d'après (Dakshanamurphy et Raman, 1973 ; Chen, 1988). La kaolinite P300 est

classée comme une argile plastique à faible ou moyen potentiel de gonflement (figure 2).

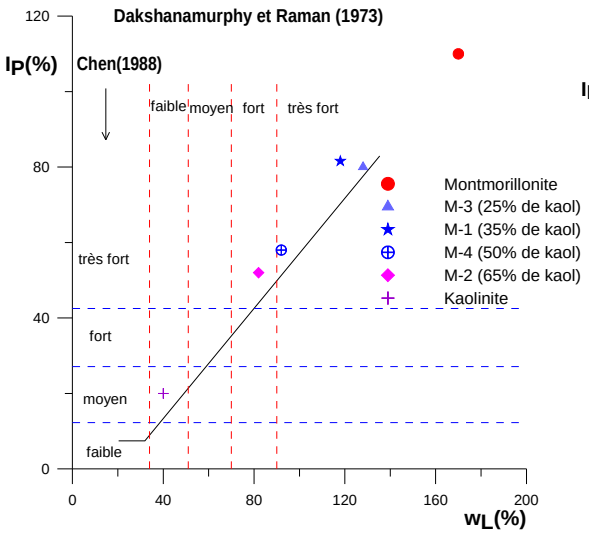


Figure 2. Classification des matériaux d'après (Dakshanamurhhy et Raman, 1973 ; Chen, 1988)

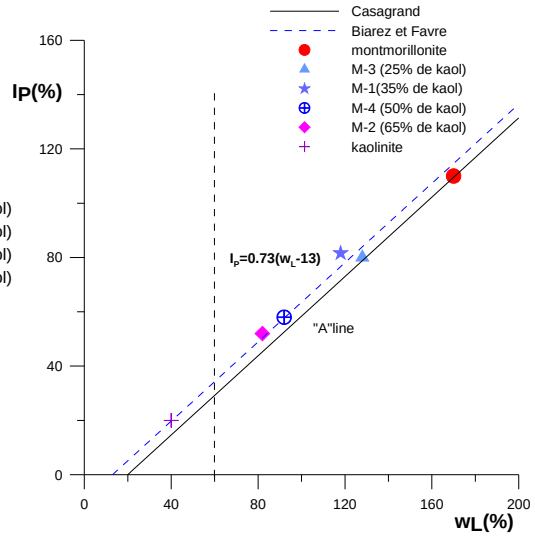


Figure 3. Corrélation dans le plan w_L- I_P (Biarez et Favre, 1977)

Dans le plan de (w_L-I_P) de la (figure 3), les résultats sont confrontés aux corrélations de Biarez et Favre (1977) et de Casagrande (1948): nous montrons que la montmorillonite et le mélange M-3 constitué de 25% de kaolinite et 75% de montmorillonite suivent la droite de Casagrande, alors que la kaolinite et les mélanges (M-1, M-2 et M-4) sont en accord avec la corrélation de Biarez et Favre.

3. Chemin Oedométrique

Les essais oedométriques ont été réalisés à partir d'échantillons sous forme de boue préparée à une teneur en eau $w=1,5.w_L$. Cette boue est laissée à reposer pendant 24 heures, puis consolidée dans un bâti de 100 mm de hauteur et 40 mm de diamètre. Le bâti est graissé à l'intérieur afin de minimiser l'effet de frottement avec les parois intérieures. Le drainage est autorisé aux deux extrémités haute et basse.

L'effet de la présence d'un élément très plastique comme la montmorillonite est claire sur les résultats sur chemins oedométriques (figure 4). La kaolinite pure a un indice de compression Cc=0,25 ce qui est cohérent avec les valeurs trouvées dans la littérature (Wahyudi, 1991). La présence de 35% de montmorillonite dans le mélange M-2 ramène celui-ci à une valeur de 0,685. D'autre part la valeur de celui-ci pour la montmorillonite est Cc=1,73 (Cc=1,57 selon Soemitro, 1994), la présence de 35% de kaolinite M-1 donne Cc=1,438. En comparant avec l'étude de Hicher et al (2000), sur la bentonite verte (w_L=100%), on constate que la forme de la courbe oedométrique de la montmorillonite semble être semblable à celle de la bentonite verte, alors que ce n'est pas le cas pour les mélanges M-1 et M-2.

L'indice de gonflement semble être très influencé par la proportion de montmorillonite. Sa valeur va de 0,041 pour 100% de kaolinite, jusqu'à 0,19 pour 100% de montmorillonite, en passant par des valeurs intermédiaires 0,149 et 0,09 pour respectivement M-1 et M-2.

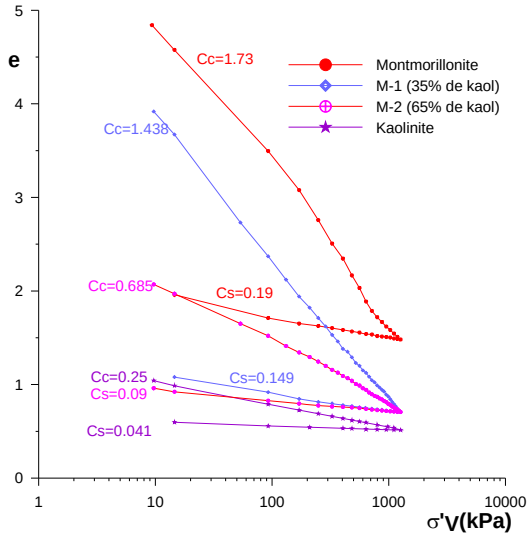


Figure 4. Essais oedomètriques sur la kaolinite (K), montmorillonite (M), M-1, et M-2

Dans le plan de (Burland, 1990) l'indice des vides normalisé Iv est calculé à partir de l'équation 1.

$$I_V = \frac{e - e^*_{100}}{e^*_{100} - e^*_{1000}} \qquad (1)$$

Où e^*_{100} et e^*_{1000} sont les indices des vides correspondant respectivement à σ'_V égale à 100 et 1000 kPa. Ces valeurs particulières permettent d'obtenir la courbe de consolidation intrinsèque introduite par Burland (ICL).

La figure 5 montre que toutes les courbes suivent la courbe ICL à partir de $\sigma'_{V=}100$ *kPa*. Le décalage observé au départ pourrait être dû au phénomène de sédimentation de la boue (voir figure 4).

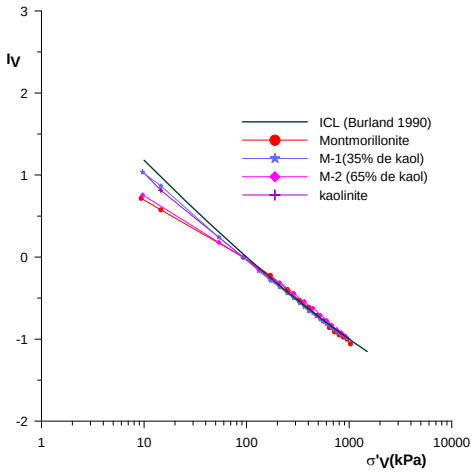


Figure 5. Plan I_V-σ'_V (Burland, 1990)

En comparant les résultats des essais oedométriques avec la corrélation de Biarez et Hicher (1994) (figure 6), nous trouveons que la kaolinite et le mélange M-2 sont en accord avec la corrélation alors que la montmorillonite et le mélange M-1 ont une compressibilité beaucoup plus élevée que celle présentée dans la corrélation.

Il semble que la montmorillonite a un effet guide sur le comportement, nous pouvons constater dans le plan (E_{oed}-σ'_V) de la figure 7, que la courbe de E_{oed} pour le mélange M-1 est confondue avec celle de la montmorillonite, la courbe du mélange M-2 se situe au-dessus.

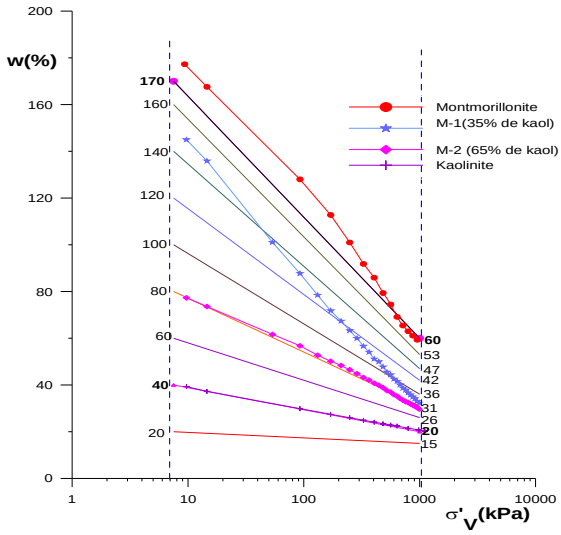


Figure 6. Corrélation de (Biarez et Hicher ,1994)

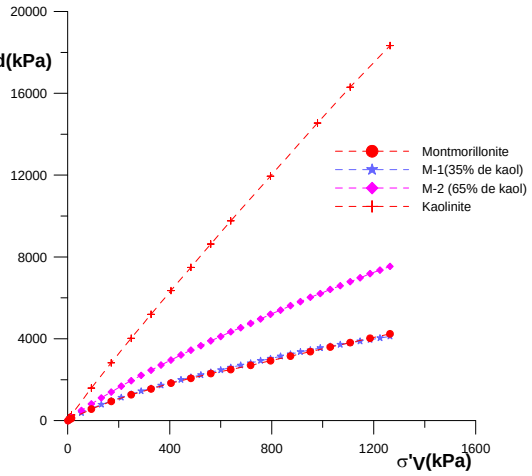


Figure 7. E_{oed} en fonction de σ'_V

4. Chemin triaxial

4.1. Mode de préparation et mise en place

Les échantillons sont préparés à partir de poudre mélangée à l'eau distillée à $w=1.5w_L$ jusqu'à l'obtention d'une pâte homogène, cette pâte est ensuite versée dans un consolidomètre de 98 mm de diamètre et 1m de hauteur. Les parois du consolidomètre ainsi que les gages sont bien graissés.

L'argile ainsi consolidée sera ensuite taillée en éprouvettes cylindriques d'élancement H/D=1 (dimensions 35/35 mm). L'éprouvette est mis en place avec un système d'antifrettage (plaque antifrettage graissée avec des petits morceaux de latex distribués sur la surface de la plaque).

4.2. Étude du comportement

L'essai comporte une phase de saturation afin d'assurer l'annulation des surpressions interstitielles. Le contrôle de la saturation est effectué en calculant le coefficient de *Skempton B* ($B=\Delta u/\Delta\sigma_3$), par application d'une contrainte radiale $\Delta\sigma_3$, et l'observation de l'augmentation de la pression interstitielle. Une fois celle-ci stabilisée, le calcul de B (qui doit être proche de 1) est effectué. Nous procédons ensuite au chargement isotrope jusqu'à une contrainte donnée, puis enfin au chargement

triaxial à σ'_3=*constante*. Les indices des vides (initial et en cours d'essai) sont calculés respectivement par les relations classiques (2) et (3).

$$e_0 = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \qquad (2)$$

$$e = e_0 - \frac{\Delta V}{V_0}(1 + e_0) \qquad (3)$$

4.2.1. Chemin de chargement isotrope

Cette étape de l'essai consiste à réaliser un chargement isotrope par paliers de 100 kPa, d'une durée de 1 heure, 24 heures et 48 heures pour la kaolinite, le mélange M-2 et la montmorillonite respectivement, jusqu'à l'obtention de P'_{ic} désignée.

Les résultats sur chemin de chargement isotrope sont présentés dans la figure 8, Cc étant la courbe de consolidation isotrope.

4.2.2. Chemin triaxial à σ'_3=constante

Les essais sont réalisés sur la kaolinite, la montmorillonite et un seul essai sur le mélange M-2. La vitesse d'écrasement pour chaque matériau est calculée à partir de la formule (4).

$$V_{max} = \frac{\varepsilon_f . h_0}{a . t_{100}} \qquad (4)$$

Où ε_f est la déformation à la rupture (estimée à 6%), h_0 est la hauteur initiale de l'éprouvette, t_{100} est le temps de consolidation primaire, et *a* un coefficient dépendant des conditions de drainage.

La vitesse d'écrasement est de 0,0035 mm/min pour la kaolinite, de 0,000347 mm/min pour la montmorillonite et de 0,000693 mm/min pour le mélange M-2.

Les contraintes de consolidation pour les différents essais réalisés sont résumées dans le tableau II.

Tableau II : Essais réalisés sur chemin triaxial

matériau	Kaolinite	Montmorillonite	M-2
P'_0 (kPa)	200 600 1000	200 600	200

Le comportement de la kaolinite est présenté sur la figure 8. Le comportement dans le plan ε_1-ε_V traduit le phénomène de contractance, en fin d'essai la déformation volumique tend vers un palier, ce qui est caractéristique de la plasticité parfaite (Biarez et Hicher, 1994). Dans le plan (*q-p'*) ce phénomène est traduit par la droite de plasticité parfaite de pente M=1,05 qui correspond à un angle de frottement ϕ'=26,53°, ce qui est cohérent avec les valeurs trouvées dans la littérature (Bouziri, 2007 ; Hattab, 1995 ; Wahyudi, 1991).

Sur la figure 8, les résultats pour la montmorillonite permettent de caractériser M=0,7 (ϕ'_{PP}=18,24°). Ce sont des valeurs très proches de celles trouvées par Soemitro (1994) sur la même argile (M=0,666, ϕ'_{PP}=17,44°). En revanche, dans le plan ε_1-

ε_V la variation volumique continue à évoluer alors que le déviateur a atteint son palier. Nous retrouvons le même comportement sur l'essai réalisé sur M-2 (figure 8), qui nous donne une valeur de M=0,765 et ϕ'_{PP}=19,83°, qui est très proche de la valeur trouvée pour la montmorillonite traduisant un effet important de la présence de la montmorillonite, cette hypothèse reste à confirmer par d'autres essais. Dans le plan ε_1-q, nous constatons que la montmorillonite atteint son palier à des déformations axiales plus petites que celles du mélange M-2.

La figure 9 représente l'évolution de la droite M des trois matériaux, le comportement de M-2 tend vers celui de la montmorillonite.

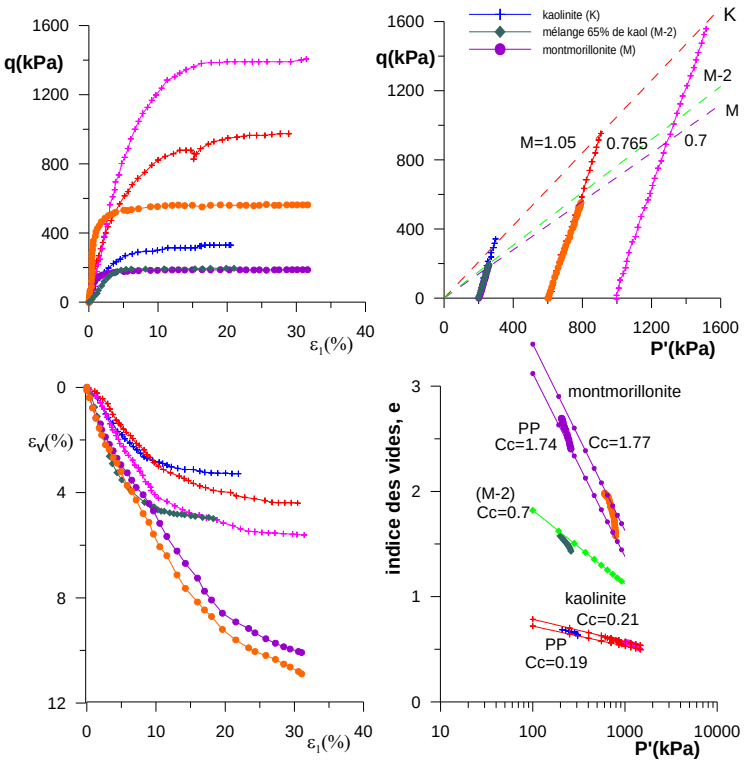


Figure 8. Essais triaxiaux drainés sur la kaolinite (K), montmorillonite (M), et mélange (M-2)

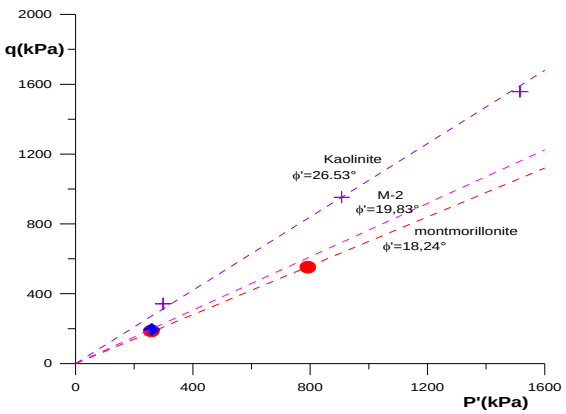


Figure 9. Présentation des trois matériaux dans le plan q-p'

5. Conclusion

Cette étude nous a permis de déterminer les paramètres mécaniques des matériaux utilisés : Cc, Cs, M et ϕ'_{PP}. L'allure de la courbe oedométrique trouvée pour la montmorillonite semble être en concordance avec celle présentée par Hicher et al (2000) sur la bentonite verte (w_L=100%). Pour les courbes oedométriques des mélanges M-1 (w_L=118%) et M-2 (w_L= 82%), cette allure n'apparaît pas dans notre domaine de contrainte (σ'_V allant jusqu'à 1000 kPa). nous avons également montré que la présence de la montmorillonite a un effet guide sur le comportement mécanique du mélange. Cela apparaît clairement sur le chemin triaxial dans le plan (ε_1-q) où les valeurs de déviateur sont très proches pour la montmorillonite et le mélange M-2, et dans le plan (ε_1-ε_V) où la déformation volumique est plus importante pour la montmorillonite et le mélange M-2 que pour la kaolinite. Sur chemin oedométrique ce rôle important est constaté dans le plan (E_{oed} -σ'_V) où les courbes de la montmorillonite et mélanges M-1 sont confondues.

6. Références bibliographiques

Belanteur N. (1995) Contribution à l'étude des comportements mécanique et thermo-mécanique des argiles remaniées, saturées et fortement surconsolidées

Biarez J., Favre J.L. (1977) Statistical estimation and extrapolation from observation. Report of organiser, Spec. Session 6. IXICMFE, Tokyo, Vol.3, pp 205-509

Biarez J., Hicher P. (1994) Elementary mechanics of soils behaviour saturated remoulded soils. Balkema, Rotterdam.

Bouziri S. (2007) Etude des mécaniques de déformation dans les argiles surconsolidées. Thèse de doctorat. Ecole centrale Paris

Brown. G. Brindley G.W (1980) X-ray procedures for clay mineral identification in: Crystal Structures of clay Minerals and their X- ray identification. Monograph 5, Mineralogie Society, London, pp 305-360

Burland J.B. (1990) On compressibility and shear strength of natural clays. Géotechnique 40, No. 3, 329-378

Casagrande A. (1948) Classification and identification of soils. American Society of civil Engineering

Chen F.H. (1988) Foundations on expansive soils, Developments in Geotechnical Engineering. Elservier Publishing Co, Amesterdam, 54, 464

Dakshanamurphy V., Raman V. (1973) A simple method of identifying an expansive soil. Soils and foundations.13, 97-104

Hattab M. (1995) Etude expérimentale du comportement dilatant des argiles surconsolidées. Thèse de doctorat. ECP.

Hicher P Y., Wahyudi H., Tessier D (2000) Microstructural analysis of inherent and induced anisotropy in clay. Mechanics of Cohesive-Frictional Material. 2000; 5:341-371

Pons C.H., Rousseaux F., Tchoubar D. (1982) Utilisation du rayonnement synchronton en diffusion aux petits angles pour l'étude du gonflement des smectite. I. Etude de différents systèmes eau-smectite en fonction de la température. Clay mineral, pp 327-338

Pons C.H., Ben Rhaeim H., Tessier D., Clinard C. (1987) Apport de la diffusion aux petits angles de rayons X à l'étude de la microstructure des matériaux argileux. In soil micromorphologie, pp 37-42

Soemitro R. (1994) Contribution à l'étude du rôle de la pression interstitielle négative dans le gonflement et d'autres aspects du comportement des sols non saturés. Thèse de doctorat. ECP.

Wahyudi H. (1991) Etudes des propriétés mécaniques des matériaux argileux en relation avec leur organisation à différentes échelles. Thèse de doctorat. ECP.

CHAMBRE CLIMATIQUE POUR LA MODELISATION DE L'INTERACTION SOL ATMOSPHERE EN CENTRIFUGEUSE

CLIMATIC CHAMBER TO MODEL SOIL ATMOSPHERE INTERACTION IN CENTRIFUGE

Julián TRISTANCHO, Bernardo CAICEDO
1 Universidad de Los Andes, Bogotá D.C. Colombie

RÉSUMÉ – Le comportement de nombreuses structures géotechniques dépend fortement de la teneur en eau et la pression interstitielle du sol situé à la surface du terrain, au contact de l'atmosphère. Cet article décrit une chambre climatique pour centrifugeuse qui permet de simuler les variables atmosphériques caractéristiques d'un climat tropical.

ABSTRACT – The behavior of numerous geotechnical structures depend highly on the water content and the pore pressure of the soil located near the surface, where it is in contact with the atmosphere. The objective of this paper is to describe the design, construction and instrumentation of a climatic chamber used to simulate the tropical atmospheric variables for small scale models in centrifuge.

1. Introduction

Les sols compressibles d'origine lacustre comme ceux que l'on rencontre près de la ville de Bogota ou dans d'autres régions du monde montrent des déformations importantes du fait de leur interaction avec l'atmosphère. Ces déformations se traduisent en déplacements qui peuvent apparaître sous la forme de tassements ou de gonflements.

A Bogotá et ses environs, on a observé certain nombre de cas de dessiccation accompagnés de fissuration du sol et apparition d'un sol desséché qui a des caractéristiques gonflantes. En conséquence, nombre de bâtiments et d'infrastructures font l'objet de tassements non prévus.

L'assèchement et/ou le gonflement du terrain est le résultat de l'interaction complexe entre le sol et l'atmosphère, il s'agit là d'un phénomène non linéaire de transfert d'eau et de chaleur qui entraîne la déformation du sol. Pour l'étude de ce type de problème, la modélisation physique en centrifugeuse est un moyen profitable car les phénomènes de diffusion peuvent y être accélérés.

Cet article présente une description sommaire de la façon dont on pourrait simuler les variables climatiques en centrifugeuse. Aussi, il présente une chambre climatique pour centrifugeuse développée à l'Universidad de los Andes en Colombie.

2. Matériaux et équipement

Le climat affecte le sol par l'intermédiaire de différentes variables. Les variables physiques utiles pour décrire le climat d'un site sont (Holton, 1992) :

- L'ensoleillement

- La température de l'air
- La pression atmosphérique
- La vitesse du vent
- La pluie
- L'humidité relative

La chambre climatique a été conçue pour simuler des climats tropicaux qui s'approchent des conditions présentes à Bogotá. Ainsi, la chambre climatique n'a pas la capacité de simuler des événements extrêmes tels que le gel ou des vents violents. Le tableau 1 présente les variables climatiques caractéristiques de Bogotá qui ont été choisies comme cible pour la conception de la chambre.

Tableau I. Variables climatiques pour Bogotá

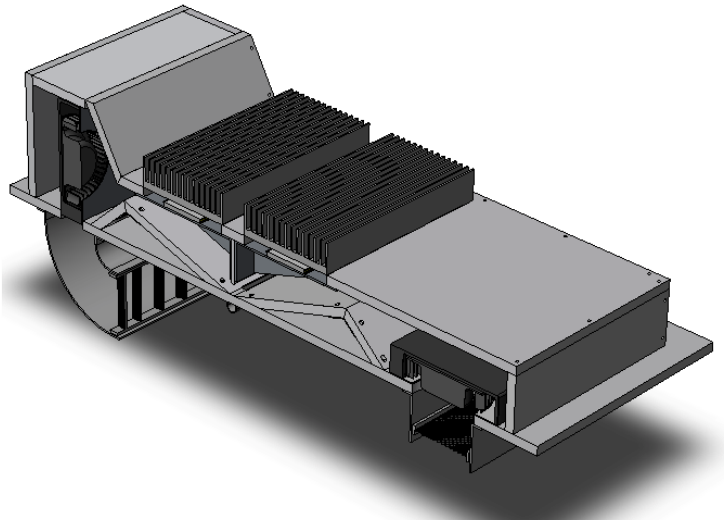
Variable	Max.	Min.	Moy.
Ensoleillement (MJ/m^{2}jour)	16,8	14,7	15,7
Température de l'air (^{o}C)	25	0	12
Pression atmosphérique (kPa)			75
Vitesse du vent (m/s)			2,2
Intensité de la pluie (mm/année)			12,5
Humidité relative (%)			70

Les variables sont simulées par des équipements indépendants qui, moyennant un système de contrôle, sont intégrés pour reproduire les conditions désirées. Les paragraphes suivants présentent une description de chaque élément de l'équipement.

2.1. Vitesse du vent, température et humidité relative

La température et l'humidité relative sont des variables fondamentales pour déterminer le climat d'un site (Wang, 1999). Dans un système fermé, ces trois variables sont couplées par l'intermédiaire des relations de psychrométrie. Pour cette raison le système de simulation doit agir sur les variables conjointement.
Pour imposer des conditions atmosphériques variables sur le modèle réduit, la solution qui a été choisie est une enceinte fermée au dessus du modèle en superposant un dispositif qui couvre le conteneur. La chambre de simulation climatique ainsi conçue inclut des dispositifs qui permettent le transfert de la chaleur par convection (Leinhardt, 2004). Le contrôle de l'humidité relative se fait par condensation de l'humidité de l'air et l'humidification se fait par dispersion.
La Figure 1 montre la structure interne du couvercle de la chambre de simulation climatique. L'air circule à l'intérieur du conteneur propulsé par trois ventilateurs à flux axial. Ensuite l'air passe par un prisme froid qui a comme fonction l'extraction de l'humidité en profitant du principe d'élimination de la chaleur latente par condensation. Le prisme de condensation a été construit en utilisant des cellules à effet Peltier (Tellurex, 2003), lesquelles réduisent la température en surface de la plaque engendrant ainsi de la condensation (température inférieure au point de rosée). L'eau ainsi condensée est recueillie et canalisée vers un récipient dans lequel le volume est mesuré moyennant un capteur à ultrasons.
Une fois que l'air a perdu une partie de l'eau qu'il contient, il passe par un prisme de chauffage (qui utilise aussi des cellules à effet Peltier) où il est conditionné à la

température désirée. L'utilisation des plaques Peltier pour le conditionnement de l'humidité et de la température rend plus simple la conception du système de contrôle. Aussi, l'utilisation des plaques Peltier dans les deux prismes (condensation et réchauffement), rend possible l'inversion de ses fonctions. Ainsi on peut avoir à un certain moment deux prismes de réchauffement ou de condensation travaillant en simultané pour élargir la capacité de la chambre. Les plaques Peltier sont attachées à une des surfaces de chaque prisme et l'autre face des plaques est exposée au vent engendré par la centrifugeuse, ceci améliore la dissipation de chaleur et rend plus performantes les plaques (Tellurex, 2003).
Une fois que la température et l'humidité sont conditionnées, l'air est propulsé vers le conteneur par trois ventilateurs. L'ensemble des ventilateurs est capable d'engendrer du vent à une vitesse de 7,2 m/s (approximativement 26 km/h). Le système, à son maximum de capacité, est capable de renouveler complètement l'air de la chambre dans un délai de 2 secondes.



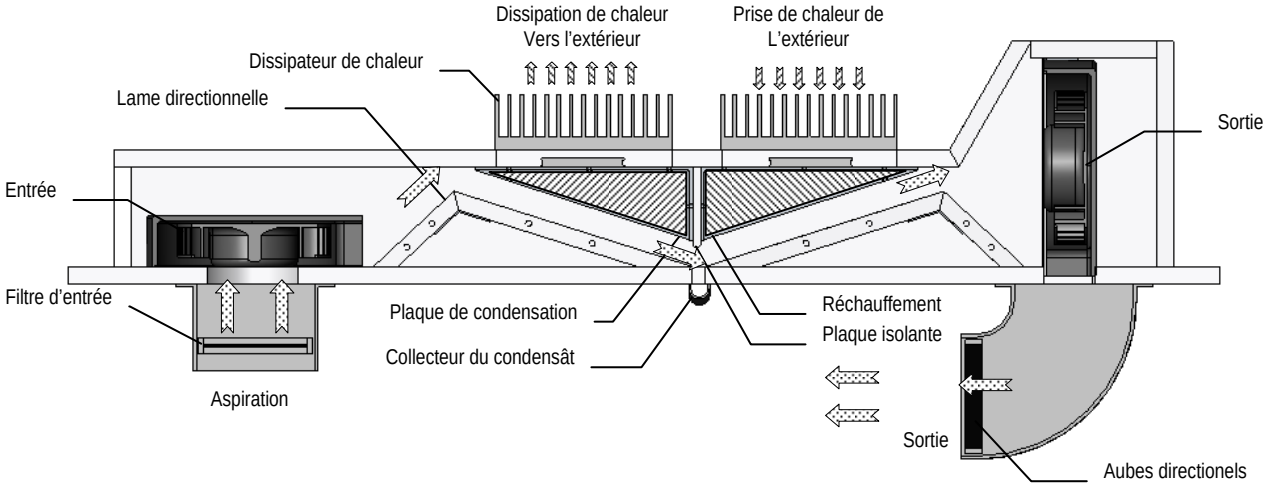


Figure 1. Structure interne et composants du couvercle de la Chambre de Simulation Climatique.

Le calcul de la puissance thermique nécessaire à la chambre climatique est basé sur un cycle jour – nuit typique de la ville de Bogotá. Les cycles typiques choisis pour le

calcul sont caractérisés par une variation de température de 0 à 20 ºC et une humidité relative de 79% ; ceci représente un échange d'énergie de 145 kJ pour l'air à l'intérieur de la chambre. La chambre climatique a 10 plaques Peltier avec une puissance de 80 W chacune. Avec cette puissance, le temps total pour accomplir le cycle complet est de 182 s. Ce temps est en accord avec une modélisation à 20g pour laquelle un jour en temps de prototype correspond à 216 s en temps de modèle.
La chambre de simulation climatique n'a pas la capacité de faire varier la pression atmosphérique, ceci est dû au fait que cette variable couramment n'engendre pas des problèmes géotechniques.

2.2. Radiation solaire

Le soleil est la source principale d'énergie influant sur le climat. Les transferts d'énergie du soleil au sol se font par radiation (Holton,1992). La radiation solaire se présente comme un ensemble d'ondes électromagnétiques qui ont différentes longueurs d'onde (visible, infra rouge, ultraviolet). La Figure 2 montre le spectre de radiation solaire au niveau de la mer (ligne foncée).
La simulation de la radiation solaire peut être faite par l'intermédiaire de lampes. Chaque lampe a son propre spectre : les lampes pour l'éclairage ont un spectre optimisé pour la lumière visible ; Le spectre des lampes de serre horticole contient une partie importante d'ondes infrarouges et une partie du spectre visible, mais sans ultraviolet (spectre qui optimise la photosynthèse) ; les lampes ultraviolettes sont utilisées en désinfection, et finalement les lampes infrarouges sont utilisées en médecine.

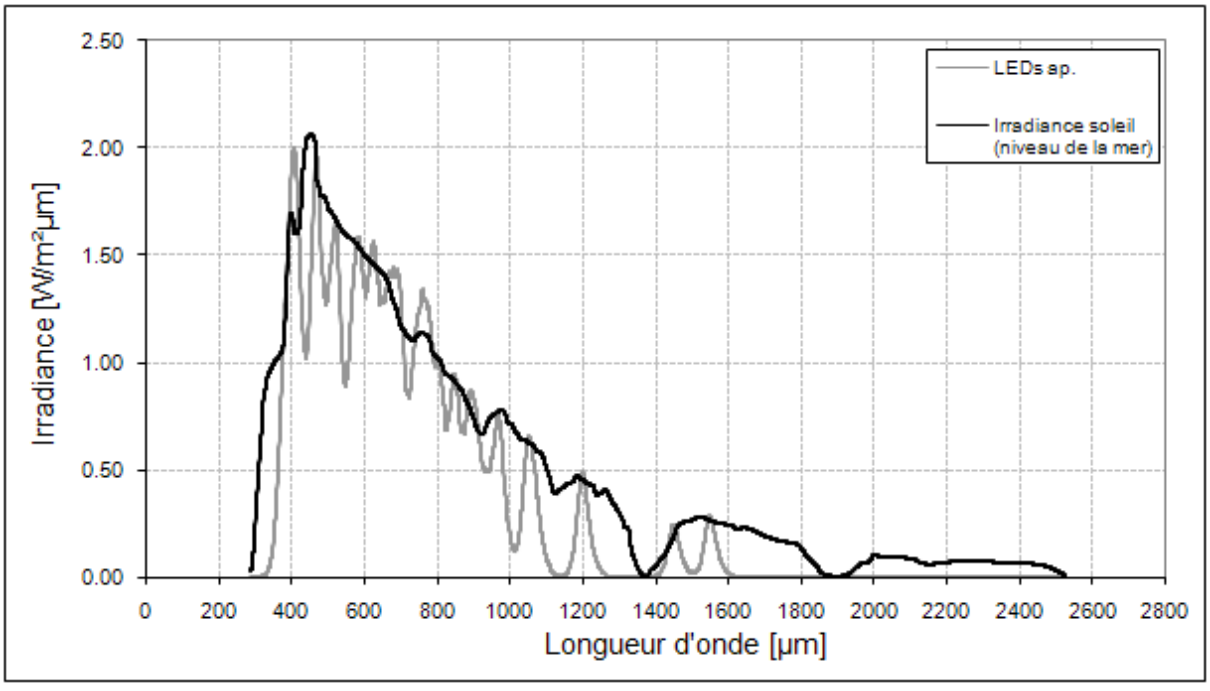


Figure 2. Spectre de radiation solaire et approximation avec LEDs

Pour obtenir la meilleure approximation à la radiation solaire, il est nécessaire de créer une lampe composée de différents types de lumière. L'une des techniques envisageables est d'utiliser des Diodes Emettrices de Lumière (LED). Chaque LED

émet à une certaine longueur d'onde à une puissance donnée. En utilisant un logiciel d'optimisation et en changeant le nombre de LED il est possible d'obtenir la combinaison de la Figure 2, (ligne grise). Le spectre ainsi obtenu est approximativement le 75% du spectre solaire.
La radiation moyenne à Bogota est de 17,7 MJ/m^{2}jour (approximativement 182 W/m^2 pour une journée de 12 heures de soleil). En considérant les similitudes en centrifugeuse, il est nécessaire de produire une puissance dans le modèle de 1,3 kW. Cette valeur de radiation est trop grande surtout si l'on considère qu'il s'agit de radiation effective (sans considérer l'effet indirect lié au réchauffement).
La puissance nécessaire pour reproduire la radiation solaire à l'échelle du modèle rend difficile l'inclusion des dispositifs d'éclairage qui à la fois reproduisent le spectre du soleil et respectent les relations de similitude. Pour cette raison la version actuelle de la chambre climatique n'a pas la capacité de simulation de la radiation solaire. Des études complémentaires sur un ensemble de LED sont en cours pour choisir la partie du spectre solaire pour la simulation.

2.3. Pluie

La pluie est le plus important des mécanismes d'humidification des sols, de celle-ci dépendent le niveau de la nappe phréatique, la saturation du sol et les processus d'érosion (Craig et al., 1991). La taille typique d'une goutte de pluie est de 4 mm, ceci correspond à une goutte de 200 μm pour une échelle de n = 20. Les systèmes de vaporisation construits pour des serres peuvent être utilisées, ces systèmes produisent des gouttes de 50 μm environ dépendant de la pression du système.
Pour simuler la pluie, un ensemble de 12 arroseurs a été installé dans la chambre. Cet ensemble est contrôlé par une électrovanne. La pluie est ainsi générée par l'ouverture de l'électrovanne.

2.4. Conteneur adiabatique

Pendant les essais apparaissent des transferts de chaleur entre le conteneur et l'air environnant. Ces pertes de chaleur peuvent être importantes (Lienhardt, 2004). Le bon fonctionnement de la chambre de simulation climatique dépend donc de la limitation des pertes de chaleur.
Avec ces contraintes énergétiques, il est nécessaire de concevoir un nouveau conteneur avec le minimum de pertes de chaleur (conteneur adiabatique). Les métaux ont une conductivité thermique élevée, il est donc nécessaire d'utiliser des matériaux différents.
Les matériaux en fibres de verre ont des propriétés convenables du point de vue résistance, rigidité et conductivité thermique, cependant leur dureté les rend peu adaptés pour cette fonction. Le matériau sélectionné est une résine phénolique avec des fibres en coton, ce matériau est couramment utilisé comme diélectrique, il a une résistance mécanique élevée, une faible absorption d'eau et une faible conductivité thermique. Les plaques de ce matériau sont fixées à un bâti métallique externe assurant la rigidité de l'ensemble.
Le conteneur (0,4m * 0,6m * 0,4 m de dimensions internes) a été conçu pour encaisser des contraintes horizontales sur les parois de 0,5 MPa sans que se produisent des déflections trop importantes, lesquelles entraîneraient une mise en cause de la condition de déformation plane sur les modèles.

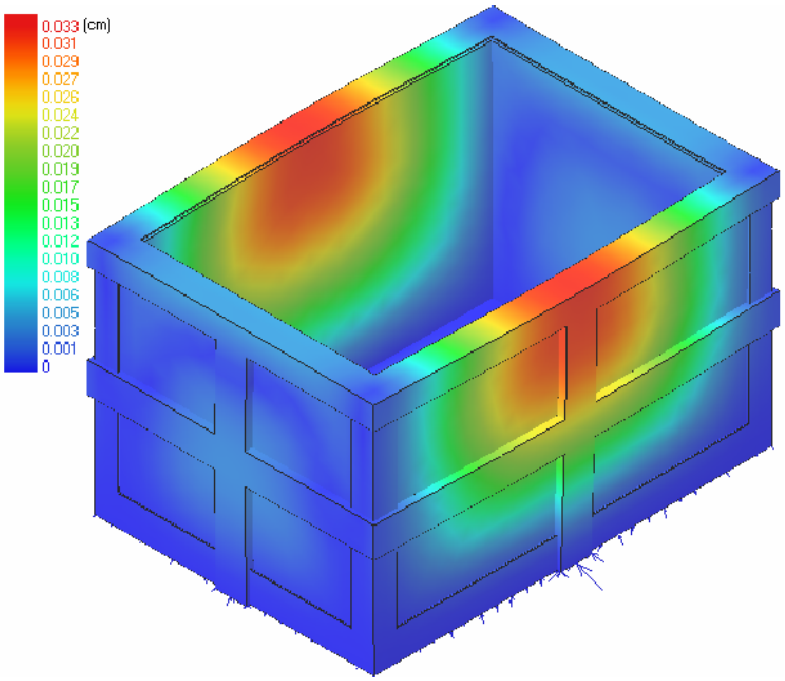


Figure 3. Déplacement des parois du conteneur sous une pression de 0,5 MPa.

La figure 3 montre les déplacements calculés sur le conteneur avec un logiciel d'éléments finis. Ces résultats montrent un déplacement maximal de 0,25 mm sur la face la plus longue du conteneur. Du fait de l'utilisation des matériaux composites, la masse du conteneur est réduite à 65 kg et la perte de chaleur, pour une différence de température entre l'intérieur et l'extérieur de 20 ºC, est limitée à 0,02 W/cm^2.

3. Instrumentation

Deux ensembles d'instrumentation sont nécessaires pour contrôler et suivre l'essai : des capteurs pour le contrôle de la chambre et des capteurs pour mesurer l'effet sur le sol. Le rôle du premier ensemble d'instruments est le contrôle du fonctionnement de la chambre en boucle fermée (Ogata, 2004). Ce groupe de capteurs se compose de :

- 2 capteurs d'humidité relative
- 3 thermomètres de contact
- 1 capteur de pression d'air
- 1 capteur de vitesse du vent

L'interaction entre l'atmosphère et le sol engendre des migrations d'eau et de chaleur et un changement du volume dans le sol. Ces changements de volume entraînent du gonflement ou du tassement et éventuellement de la fissuration à la surface du sol.
Pour mesurer l'état de la surface du sol, une table avec déplacement en deux directions a été conçue (table X–Y). La table permet le positionnement de différents capteurs : un capteur laser pour relever une carte topographique de la surface, un capteur de température infrarouge, un capteur d'humidité relative et un capteur de vitesse du vent.

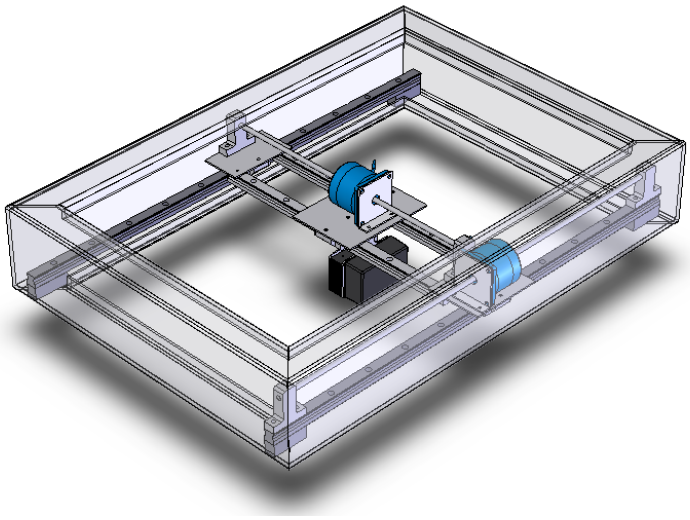


Figure 4 : Table de positionnement X – Y

La table de positionnement, (Figure 4) a une précision de 0,1 mm dans le sens longitudinal et de 10 μm dans le sens transversal.

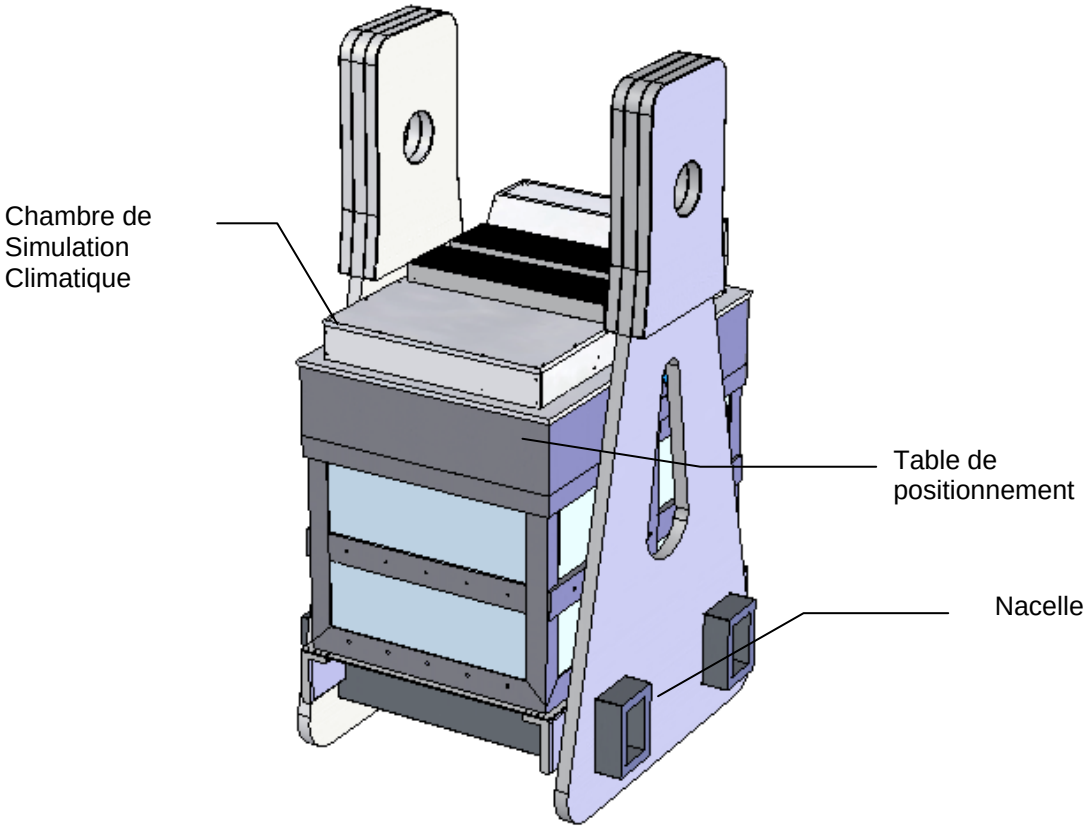


Figure 5. Ensemble de la chambre de simulation climatique

La Figure 5 montre l'ensemble totale de la chambre climatique : conteneur, table de positionnement et chambre climatique. Cet ensemble est placé dans la nacelle de la centrifugeuse de l'Université des Andes à Bogotá.

4. Conclusions

Le régime climatique a une influence importante sur nombre d'ouvrages géotechniques. Les variables climatiques agissent sur le sol d'une façon non linéaire ce qui rend difficile la modélisation numérique. La modélisation physique en centrifugeuse peut apporter une information de qualité pour valider les modèles numériques.

La chambre climatique présentée dans cet article peut devenir un appareil utile pour la l'étude de l'interaction entre le sol et l'atmosphère car cette chambre a pour objectif la reproduction des variables climatiques sur des modèles à échelle réduite. Cependant des travaux complémentaires doivent être poursuivis :

- Etalonnage de l'ensemble et exploration des limites de la chambre climatique.
- Validation du système de contrôle, notamment lorsqu'il s'agit de reproduire des cycles journaliers de température et humidité relative.
- Etude de l'effet de la radiation solaire sur la surface du sol en tenant compte des lois de similitude en centrifugeuse.

5. Références bibliographiques

Craig W., Bujang B., Merrifield C. (1991) Simulation of Climatic Conditions in Centrifuge Model Tests. Geotechnical Testing Journal, Vol. 14, No. 4, 406-412.

Holton J. R. (1992) An introduction to dynamic meteorology. Academic Press (Ed.)

Lienhardt, J. (2004) A Heat Transfer TextBook. PHLogiston Press(ed.).141-171.

Ogata K. (2004) Ingeniería de Control Moderna. Pentice Hall (ed.)

Take W.A., Bolton M.D (2002). An athmospheric chamber for investigation on the effect of seasonal moisture changes on clay slopes. In Physical Modelling in Geotechnics ICPMG 2002. 765 – 770.

Tellurex Corp., (2003). A guide to temperature control of thermoelectric systems. Tellurex (ed.)

Tristancho J., Caicedo B., Duque M (2006). New device to control the atmospheric boundary condition in centrifuge. In Physical Modelling in Geotechnics, 6 ICPMG. 253 - 257.

Wang S.K., Lavan Z. (1999) Air-Conditioning and Refrigeration. Mechanical Engineering Handbook. Frank Kreith(ed.), 11-13.

ZONAGE CARTOGRAPHIQUE DES ALEAS GLISSEMENTS EN MILIEU URBAIN; CAS DE LA VILLE DE CONSTANTINE (ALGERIE)

HAZARD'S PREVENTION OF LANDSLIDES IN URBAN AREA; CASE OF THE CITY OF CONSTANTINE (ALGERIA)

Abdelghani.BELOUAR[(1)], Louis.VINET[(2)] et Noel.MONGEREAU[(2)]
[(1)] Université Mentouri, Constantine. Algérie
[(2)] URGC, INSA de Lyon, France.

RESUME- Les risques naturels menacent avec plus ou moins d'intensité les activités humaines. L'Algérie a été touchée fréquemment pardes catastrophes naturelles, ces dernières mettant en danger la vie des personnes et engendrant des dégâts inestimables. Face à une telle situation l'entreprise de mesures adéquates, capables d'exercer une prévention efficace est incontournable. L'intérêt principal de cet article est l'étude cartographique sur la base des données géologiques et géotechniques, suivie d'une méthodologie pour éviter de telles catastrophes.

ABSTRACT- Natural risks threaten with more or less intensity the human activities. Algeria has been frequently touched by natural disasters, these last ones put in danger life of persons and would make inestimable damages. In front of such a situation, being capable of exercising an efficient prevention is necessary. The main interest of this paper is a cartographical study on the basis of the geologic and geotechnical data, followed by a method of mapping to avoid such disasters.

1. Introduction et historique des plans de prévention des risques

Le risque glissement est un événement spatial, lié au terrain et la carte est toujours son support privilégié. En Algérie, la croissance galopante de la démographie, l'urbanisation anarchique, la dégradation de l'environnement et tous les dérèglements des écosystèmes aggravent l'ampleur et la fréquence des catastrophes. En trois années, l'Algérie a été affectée par les inondations du quartier de Bab El Oued à Alger en 2001; par le tremblement de terre de Zemmouri-Boumerdès en 2003, par l'accident chimique survenu dans la zone industrielle de Skikda en 2004 et par les glissement de terrains de Constantine en 2005. Les pouvoirs publics sont encore fréquemment démunis en matière de prévision, de prévention et de gestion de phénomènes naturels aux conséquences parfois dramatiques. Cette prévention des risques vise à améliorer la connaissance acquise depuis plusieurs années dans les différents aspects de l'ingénierie des risques naturels : identification, caractérisation, prévision du comportement des phénomènes, définition des outils de cartographie et de gestion des risques liés aux mouvements de terrain au regard des personnes, des ouvrages, des réseaux et des biens menacés.

Un événement potentiellement dangereux n'est un risque majeur que s'il s'applique à une zone où des enjeux humains, économiques ou environnementaux sont en présence. Le risque majeur est donc la confrontation d'un aléa avec un enjeu et une vulnérabilité. L'aléa est la probabilité d'apparition d'un phénomène donné sur un territoire donné, dans une période de référence donnée. L'enjeu correspond aux personnes, biens, équipements ou environnements menacés par l'aléa et suscepti-

bles de subir des préjudices ou dommages. La vulnérabilité est la sensibilité des personnes, biens, équipements, ou environnements au phénomène.

Deux critères caractérisent le risque majeur :

- une faible fréquence : l'homme et la société peuvent être d'autant plus enclins à l'ignorer que les catastrophes sont peu fréquentes ;
- une énorme gravité : nombreuses victimes, dommages importants aux biens et à l'environnement.

Le terme « risque » comprend les risques de toute nature y compris les risques naturels. Le plan de prévention des risques (PPR) approuvé vaut servitude d'utilité publique et impose des limites au droit de propriété et au droit d'utiliser le sol (Code de l'urbanisme) ; le PPR s'impose également aux plans d'occupation des sols (POS) auquel il doit être annexé, et intervient dans la délivrance de permis de construire. La ville de Constantine, objet du présent article, est relativement bien documentée. Les objectifs de ce travail sont :

L'évaluation géologique, géomorphologique et géotechnique de cette ville.

Le développement d'un modèle de référence par rapport aux zones voisines.

2. Principes de base de l'instabilité des versants

Un mouvement de terrain se traduit par le transport de matériaux vers le bas de la pente en réponse à la gravité (Skempton, 1964). La force gravitationnelle agit comme une force de cisaillement en exerçant une contrainte naturelle sur tous les versants. Cette force augmente en fonction des conditions géométriques liées à l'angle, à la longueur de la pente, ainsi qu'en fonction de la masse volumique des matériaux impliqués. Un mouvement débute lorsque ce stress devient supérieur à la force de résistance ou de cohésion des matériaux. Lorsque ces deux forces sont presque égales, le mouvement est lent et correspond à l'érosion naturelle des formations superficielles. Les mouvements rapides se produisent lors d'une augmentation soudaine de la force de cisaillement ou encore lors d'une réduction soudaine de la force de cohésion (Terzaghi et Peck, 1967). Les changements brutaux sont habituellement induits par des facteurs déclencheurs. À l'état initial, certaines formations sont moins stables que d'autres. Cette instabilité provient des propriétés intrinsèques des matériaux. Elles correspondent à la composition minéralogique, la fabrique, la texture, la porosité et la granulométrie (Skempton et Huthinson, 1969). L'évaluation de ces paramètres permettra de quantifier la sensibilité des formations au déplacement à partir de différentes méthodes de mesures géotechniques. On y inclut aussi les caractéristiques reliées à la structure, soit tous les aspects qui décrivent les composantes et l'ordre de la séquence stratigraphique, l'orientation du pendage, ainsi que le système de fractures, de failles et de discontinuités (Hansen, 1984). Les agents externes ont aussi une incidence directe sur la stabilité des forces de résistances initiales. On identifie deux types différents: aussi appelé propriétés externes:

• L'altération et autres transformations physico-chimiques. Elles correspondent au ramollissement de l'argile fissurée, à la désintégration granulaire de la roche, à l'hydratation des minéraux argileux, à l'assèchement de l'argile et des lithologies sédimentaires et à la dissolution du ciment qui retient les grains entre eux

• Les changements de forces intergranulaires, causés par le contenu en eau et la pression d'eau interstitielle. Ils sont habituellement tributaires de variations des conditions climatiques, de transformations des conditions du couvert végétal ou des différentes méthodes d'irrigation.

La réduction des forces de résistances initiales peut aussi être provoquée par des événements externes que l'on appelle "facteurs déclencheurs". Un facteur déclencheur est un stimulus suffisamment important pour provoquer un changement rapide des conditions de stabilité (Varnes, 1984). Souvent, un seul phénomène de déclenchement saura expliquer la mise en place d'un mouvement de terrain. Ces conditions extrêmes, sont habituellement provoquées par les événements suivants :

- pluies intenses
- fonte soudaine de neige
- tremblements de terre
- changements brusques du niveau d'eau de la nappe phréatique
- éruptions volcaniques
- activités humaines (excavations, irrigations, explosions).

La prédiction exacte du type de mouvement peut difficilement être effectuée sans que la mesure des propriétés internes des matériaux soit réalisée et sans que les éléments déclencheurs les plus susceptibles de se produire soient connus. De toute façon, nous considérons qu'il n'est pas requis d'ajouter cet élément d'information (le type de mouvement) dans le cadre de la cartographie des niveaux de susceptibilité mouvement de terrain. Le concept que nous privilégions vise plutôt à établir l'emplacement des zones sensibles quelque soit le type de mouvements pouvant se produire; ce que l'on considère (carte de susceptibilité) suffisamment adéquat pour protéger les populations locales et orienter les décideurs pour les fins de futurs développements urbains (Mascarelli, 1994).

3. Localisation Du Site : Cas de la ville de Constantine (Algérie)

3.1 Historique

Depuis une trentaine d'années, la ville de Constantine (Est de l'Algérie), située sur des terrains très escarpés, accidentés et sismiquement actifs, a connu épisodiquement de graves problèmes de glissements. Ces derniers se sont manifestés parallèlement à une urbanisation rapide et anarchique autour du site de l'ancienne ville. Ces mouvements se sont aggravés lors des pluies orageuses. En effet, la plupart des glissements de terrains sont réactivés au cours des hivers où la pluviométrie moyenne varie de 306mm à 733mm. De plus, les réseaux d'assainissement et d'eau potable, vétustes, ont subi des dommages, (non localisés), ayant entraîné des fuites qui ont favorisé la lubrification des surfaces de décollement, aggravant de cette manière le problème. Depuis 1998, des expertises effectuées par des spécialistes internationaux et nationaux sur l'ensemble des sites ont débouché sur des conclusions recommandant des études très ciblées (Paulsen et al, 1999).

Nous présentons dans cet article, les différents sites touchés par ce phénomène, d'une part, ceux possédant une banque de données importante et d'autre part, ceux qui représentent des cas typiques de glissements anthropiques suite à une urbanisation rapide et anarchique. La zone urbaine de Constantine d'une superficie de 5001 ha présente seize zones de glissements (figure 1) représentant une surface totale de 165 ha soit 3,3% avec une grande concentration d'habitants de l'ordre de 16%.

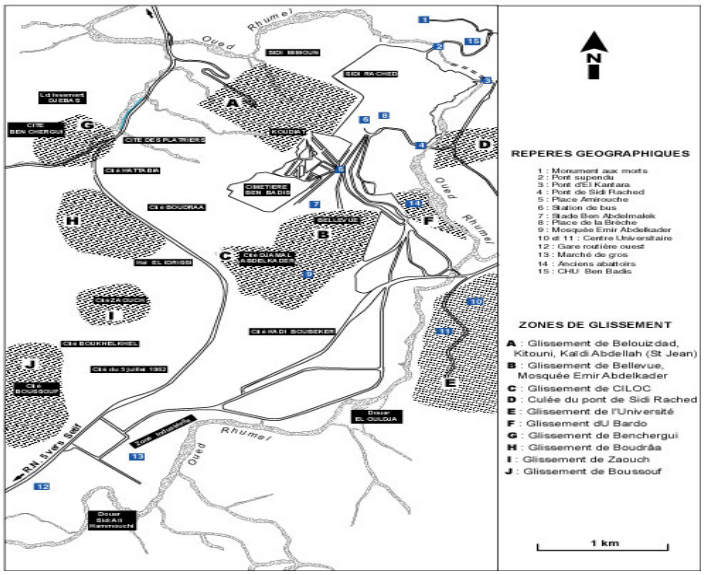


Fig.1: Principales zones de glissements localisées dans le périmètre urbain de la ville de Constantine (Algérie).(Belouar 2005).

3.2 Géologie

Les unités géologiques qui affleurent dans la région sont :
Le rocher de Constantine,
Les Mio-pliocène marneux,
Les dépôts récents du Quaternaire et les matériaux de remblai disposés par l'activité humaine.

Les deux dernières unités, peu ou pas consolidées, sont à l'origine des glissements de Constantine.

3.3 Morphologie

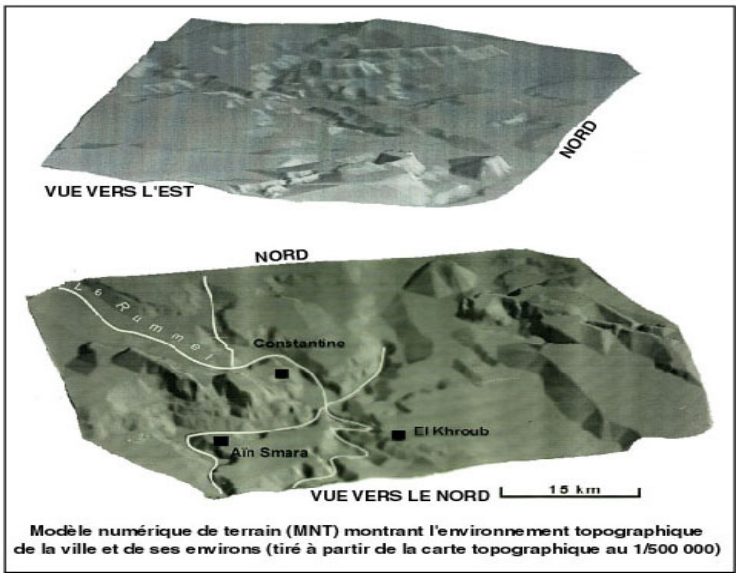


Fig.2 : Modèle topographique numérique de la ville de Constantine (Belouar 2005).

La ville de Constantine s'est développée sur une topographie très escarpée et accidentée du Tell Constantinois. Le site est dominé par le rocher de Constantine qui se présente comme un escarpement calcaire avec une rive Ouest abrupte (figure 2) avec des pentes de 12° à 40°, l' altitude de la région allant de 300m (niveau cours d'eau) à 800 m au sommet des buttes conglomératiques.

3.4 Les aléas glissement encourues par la ville de Constantine

Les aléas glissement de terrains identifiés sur la région de Constantine sont essentiellement liés à des facteurs structurels, à l'hydrologie aux paramètres géotechniques et à d'autres facteurs aggravants tels que l'action humaine. Notre étude porte en général sur des sites prédisposés à des instabilités. Le but est la réalisation d'une carte de la région pouvant être utilisée comme document de base joint au plan directeur d'aménagement et au plan d'occupation des sols afin d'éviter les erreurs d'appréciations des versants (Fabre et al, 1998). La méthodologie proposée est basée sur une analyse qualitative des facteurs déterminants des mouvements de terrain (Belouar et al, 2005). Le travail consiste à :

inventorier tous les sites de la région touchés par ce phénomène ;
analyser les différentes études réalisées auparavant sur ces sites ;
identifier les facteurs déterminants ;
dresser la carte des pentes ;
définir l'aléa des mouvements de terrain comme zone d'apparition d'un phénomène sur une région étudiée.

Il s'agit d'une approche statistique empirique permettant d'établir un zonage. Les facteurs déterminants à ce niveau d'étude sont pratiquement tous les données recueillies à partir des sondages carottés et des pentes. Les données collectées pour chaque zone, où plusieurs sondages ont été réalisés, sont mises en forme et inventoriées sur une base de donnée au sein du Laboratoire des Matériaux et Durabilité des Constructions de l'Université de Constantine pour tous les sites de la ville.

La classification adoptée pour l'aléa potentiel est la suivante :

Aléa 0 (nul), 1 (moyen), 2 (fort) et 3 (très fort).

Les facteurs pris en compte sont loin d'être indépendants, ils sont classés qualitativement comme facteurs d'instabilité. Pour évaluer chacun d'entre eux, il suffit de les graduer de manière simple et arithmétique en les classant de 0 à 3. Cette méthode a pour objectif de prendre en compte les facteurs déterminants élémentaires (paramètres physique d'un sol) pour pouvoir définir des zones sujettes à l'aléa glissement de terrain. Les facteurs pris en compte dans une telle approche sont les suivants :

- La pente topographique [P] : L'aléa dû aux pentes est un élément fondamental dans les instabilités dans la région de Constantine. Notre choix de subdivision des pentes topographique est directement lié aux problèmes d'instabilités rencontrés sur les différents sites inventoriés. Les pentes couramment rencontrés sont de l'ordre de 10%, 20%,30% et supérieures à 30%. Nous avons effectué une classification des pentes à partir des cartes topographiques au 1/25.000.

- L'activité [I_a] : Les sols fins occasionnent des mouvements de terrains importants dans la région de Constantine. C'est pour cela qu'on a pris l'indice d'activité (non active, active, très active et extrêmement active) comme facteur déterminant

- Pourcentage des particules inférieures à 2µm [P_f<2µm] : La fraction argileuse d'un sol (correspond au pourcentage des particules de taille inférieure à 2µm). Il ne s'agit là que du sens granulométrique et non pas minéralogique du mot « argile ».

- Indice de plasticité [I_p] : Les matériaux plastiques jouent un rôle essentiel dans les glissements de terrains de Constantine. On a donc essayé de classifier les sols en fonction de leur degré de plasticité (non plastique, moyennement plastique, plastique et très plastique).

Pour un facteur donné dans une zone donnée, s'il présente un aspect défavorable à la stabilité, on lui affecte l'indice le plus important (3), dans une autre zone s'il se présente sous la forme qui n'influe guère sur la stabilité on lui attribue l'indice (0). Ensuite, la sommation des indices de contribution de chacun des facteurs donnera le degré de l'aléa potentiel pour la zone concernée. On désigne ce degré par δ_i. Le degré de l'aléa probable est subdivisé en quatre niveaux d'intensités croissantes (de 0 à 3, 3 à 6, 6 à 9 et 9 à 12) (figure.3). Ainsi l'intégration des données recueillies, par la méthode d'estimation de l'aléa potentiel d'instabilité dans un secteur considéré permet un zonage.

3.5 Cartographie du secteur d'étude

La généralisation de cette méthode sur l'ensemble des autres sites permet d'établir un zonage à l'aléa glissement de terrain dans la ville de Constantine (fig.4).

En combinant les différents facteurs déterminants on a pu distinguer quatre zones de présomptions d'instabilité fig.4. Les zones qui présentent un aléa très important sont les zones liées essentiellement au niveau des vallons de formations marno-argileuses avec de très fortes pentes. Ces zones se caractérisent généralement par un indice de plasticité élevé, une pente très importante, une activité extrême et un pourcentage de particules fines assez conséquents. Il ressort de cette étude que les zones à l'aléa très fort peuvent être constructibles à condition de prendre le maximum de précaution en ce qui concerne les études géotechniques, de réduire les pentes et d'imposer un système de canalisation très fonctionnel avec l'utilisation en amont d'un réseau de drainage adéquat. Pour la zone à risque fort, ces terrains sont susceptibles d'être aménagés à conditions de procéder à des travaux de stabilisations des mouvements repères, de faire des corrections aux pentes par des systèmes de banquettes. Par contre pour les zones à aléa moyen et nul il suffirait de prendre en considération les études géotechniques et les recommandations de ces études.

Le plus souvent aléa R est compris entre R = (1) et R = (2). Dans ces secteurs, les versants sont "naturellement" à la limite de la stabilité. Il suffit d'une action anthropique (terrassements sans précaution), ou d'une augmentation des pressions interstitielles qui modifiera les caractéristiques mécaniques dans le massif pour créer des désordres parfois très localisés en surface et évoluant très rapidement vers d'autres espaces.

Le site (D) montre un aléa R = (3). Il se situe dans le quartier de Boussouf, au Sud Ouest de la ville. C'est une zone où des immeubles privés et publics furent édifiés sans grandes précautions au début des années quatre vingt. Le résultat ne s'est pas fait attendre: depuis cette date des portions entières de ce quartier vivent sous la menace permanente des glissements de terrain. Dans ce quartier, la carte révèle "une poche" où l'aléa R = (0). C'est sans doute ce qui a encouragé, l'administration de l'époque à décider d'une extension de la ville vers ces terrains et, dans un deuxième temps, bien au-delà.

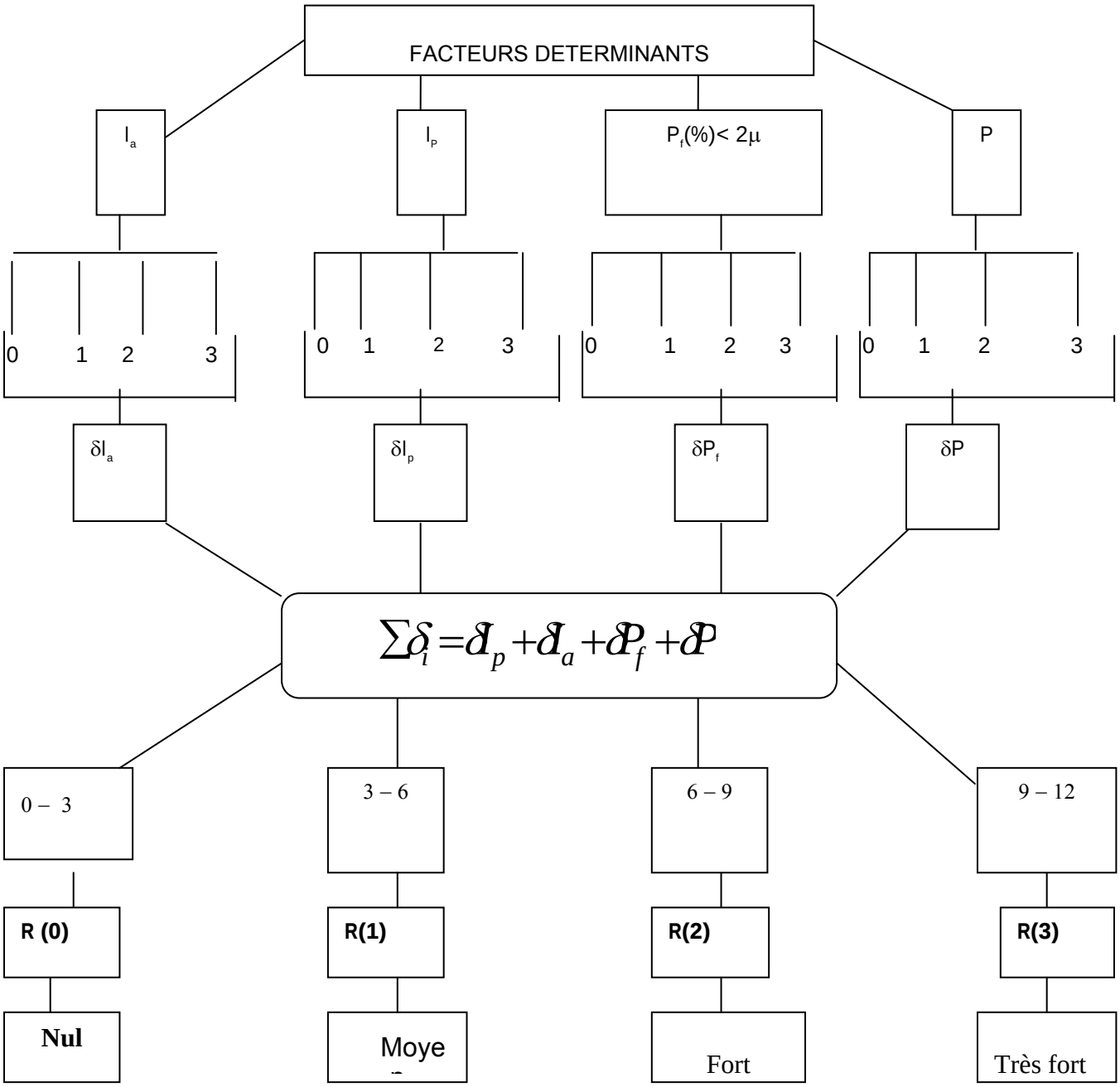


Fig.3 : Estimation des facteurs de contributions

4. Conclusions

Nous avons présenté une approche cartographique qui offre un intérêt particulier pour localiser les zones exposées et donner une évaluation qualitative de l'alea glissement. La validation des résultats de la méthode sur un site connu permet de la préconiser pour le repérage à priori des zones sensibles au mouvement.

De cette manière et par l'utilisation d'une technique reposant sur des critères géotechniques fiables et leur exploitation homogène, il est possible d'appréhender globalement les points faibles d'un territoire de manière à en orienter les conditions d'aménagement. Cependant on sait que l'eau joue un rôle majeur dans la formation des mouvements de terrains. Malheureusement l'approche développée jusqu'à main-

tenant ne permet pas de prendre en compte l'influence de ce facteur. Une étude plus poussée en prenant en compte l'eau peut être envisagée.

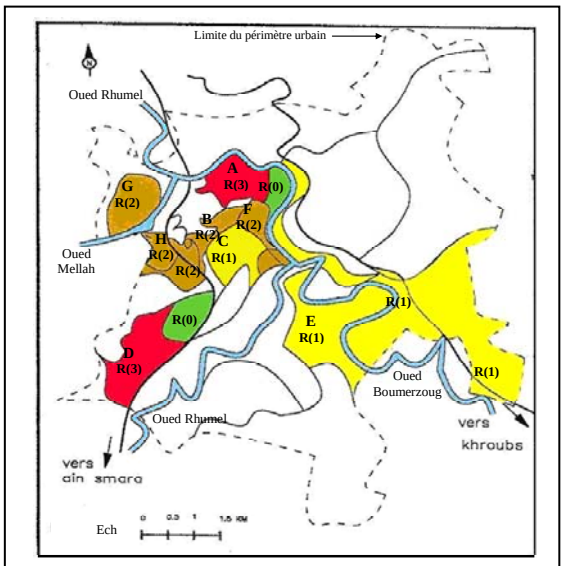


Fig.4: Zonage de la ville de Constantine par rapport à l'aléa glissement de terrain

A, B, C …. : Zones de glissements

R(0) : aléa nul — **R(1)** : aléa moyen

R(2) : aléa fort — **R(3)** : aléa très fort

Commentaire sur la carte de zonage

La détermination de l'aléa s'appuie sur les indices géotechnique du sol couplée à la pente des terrains. Elle permet de caractériser des zones d'égales susceptibilités de mouvements.

5. Références bibliographiques

Belouar,A, Seridi,A. (2005) Typology of the landslides in the city of Constantine. First Middle East International Conference on Advances in Civil, Mechanical and Material Engineering. Amman, Jordanie .pp 452-459.

Belouar.A, N.Mongereau, L.Vinet, A.Seridi.(2005) Description géologique et géotechnique de quelques glissements de terrain. Cas de la ville de Constantine (Algérie) Proceedings of the International Symposium on Urban Geotechnics. Lille- France Octobre 10-11 2005.

Fabre R., Clément B., Lebourg Th. (1998) Les mouvements de terrain en Gironde (33) : Cartes de risque et d'aléa. XVI ème Congrès Universitaire de Génie Civil, Reims, Vol. 2, pp. 380-387.

Hansen A. (1984) Landslide hazard analysis. In: Brunsden D., and Prior D.B., (Editors), Slope stability. Wiley, New York, pp 523-602.

Mascarelli, D (1994) Ingenierie des pentes instables ; Approche orientée structuration de la connaissance. These de doctorat INSA pp 1-204.

Paulsen. S, et al (1999) Rapport d'expertise sur les glissements de terrain de la ville
de Constantine (Algérie), Institut Fédéral des Géosciences et des ressources naturelles Hanovre (R.F.A), N° arch. 117989.

Skempton A. W., (1964) Long term stability of clay slopes, Géotechnique, Vol. 14, 77-101.

Skempton A.W., Hutchinson G., (1969) Stability of natural slopes and embankment foundation, State of art report, 291-340.

Terzaghi,K.and Peck,R.B. (1967) Soil Mechanics in Engineering Practice, Mc Graw-Hill, New York.

Varnes D.J. and Commission on Landslides and Other Mass-Movements-IAEG, (1984) Landslide hazard zonation: a review of principles and practice. Natural Hazards N° 3, The Unesco Press, Paris, 63 pp.

INFLUENCE DU RESEAU POREUX SUR L'ALTERATION PAR LE GEL DES MASSIFS CALCAIRES FRACTURES

INFLUENCE OF POROUS NETWORK ON CRACKED ROCK MASS WEATHERING BY FREEZING-THAWING

Marion BOST[1], Ahmad POUYA[1], Sylvine GUEDON[1]
1 Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, France

RÉSUMÉ – En milieu montagneux, un des processus d'altération prépondérants des massifs fracturés est la propagation du réseau de fissures existant par gel-dégel. Afin d'évaluer la cinétique de ce type d'altération, la génération de contrainte le long d'une fissure artificielle au cours du gel a été étudiée en laboratoire. Les résultats indiquent que le type de réseau poreux de la roche a une incidence directe sur la contrainte générée par le gel dans une fissure.

ABSTRACT – In mountainous area one of the dominant rock weathering processes is crack propagation due to freezing-thawing cycles. This mechanism within a cracked rock matrix was reproduced in laboratory with notched specimens to study its kinetic. Experimental results show that the type of porous network of the rock has a direct incidence on the stress generated by freezing in a crack.

1. Introduction

Figure 1. Eboulement sur la route d'accès au Mont-Blanc, mars 2007.

Les chutes de pierres posent des problèmes d'aménagement et de gestion du territoire dans les régions montagneuses (Fig.1 ; PIARC G2, 1999 ; Interreg IIC, 2001). Afin de pouvoir dimensionner les infrastructures exposées, l'occurrence temporelle du phénomène dans les zones potentiellement instables doit être déterminée. Or si le degré de stabilité d'un versant rocheux peut être estimé, son évolution au cours du temps est mal connue.

En milieu montagneux, on peut considérer qu'un des processus d'altération prépondérants des massifs fracturés est la propagation du réseau de fissures existant par gel-dégel (Matsuoka, 2001a ; Frayssines 2005). Or si le mécanisme de gel-dégel au sein d'une matrice rocheuse ou *« microgélivation »* a été largement étudié, en laboratoire en particulier, le phénomène reste encore incompris dans un réseau de fissures (*« macrogélivation »*) (Matsuoka, 2001b). Le nombre limité d'essais en labo-

ratoire et la complexité des observations sur le terrain ont rendu difficile jusqu'ici l'établissement d'un modèle du processus de macrogélivation dans les roches

L'objectif de ce travail est d'améliorer l'évaluation de la sensibilité aux alternances de gel et de dégel, des falaises rocheuses, en terme de chutes de pierres et de blocs rocheux. Il s'avère nécessaire d'évaluer non seulement la cinétique d'altération par gel-dégel des massifs rocheux fracturés mais également les facteurs dont cette dernière dépend. Un dispositif expérimental a donc été mis en place afin d'étudier, en conditions de gel, la génération de contraintes le long d'une fissure artificielle dans un cube de roche. Nous nous sommes limités, dans le cadre de cette étude, aux roches calcaires pour s'affranchir, dans un premier temps, de la composition minéralogique de la roche.

2. Gel d'un cube de calcaire entaillé : dispositif expérimental

2.1. Principe

Pour caractériser la cinétique de propagation d'un réseau de fracturation dans un massif sous l'action du gel, il faut connaître les sollicitations auxquelles sont soumises les fissures existantes sous l'effet du gel. Notre démarche expérimentale a consisté à reproduire le phénomène d'avancement de fissure par action du gel à l'extrémité d'une unique entaille que nous avons façonnée dans un bloc de calcaire (Bost, 2008).

2.2. Dispositif expérimental

2.2.1 Géométrie de l'éprouvette

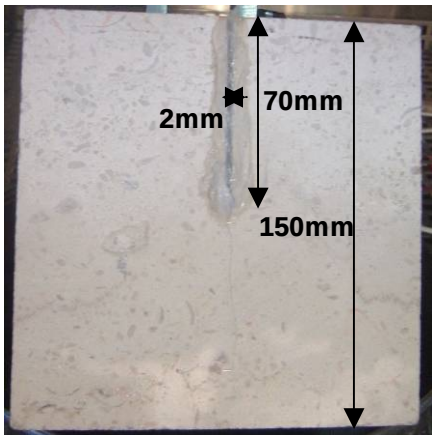


Figure 2. Dimensions des éprouvettes de calcaires entaillées

Pour reproduire le cas simple d'une fissure parallèle à la paroi verticale d'un affleurement rocheux, chaque bloc de calcaire a été taillé sous forme cubique puis entaillé par l'intermédiaire d'un trait de scie (Fig.2). Les extrémités latérales ont été étanchées par un produit souple et un joint torique chargé de reprendre la contrainte (Fig.3). L'entaille étant remplie d'eau, le cube a été soumis à des cycles successifs de gel-dégel jusqu'à sa rupture. Au cours des cycles, la température et la pression en différents points de l'entaille ont été suivies (Fig.3).

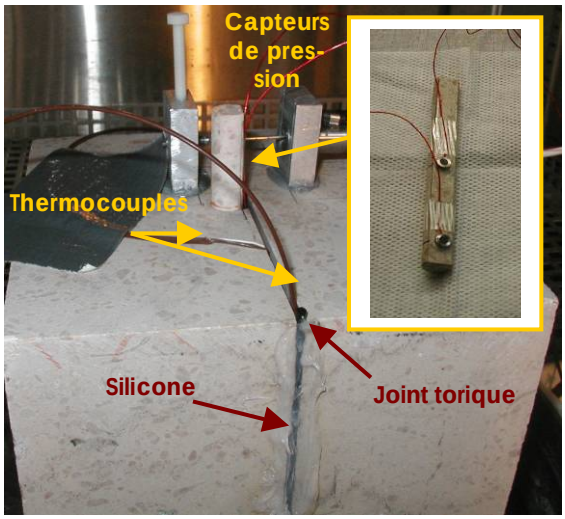


Figure 3. Cube de calcaire entaillé et instrumenté.

2.2.2 Reproduction des cycles de gel-dégel

Afin de pouvoir extrapoler les résultats ainsi obtenus en laboratoire au massif rocheux en situation réelle, il était certes important d'imposer des conditions de variations de températures réalistes mais la lenteur du processus demandait également de choisir des conditions relativement sévères. Nous avons donc choisi d'imposer sur toutes les faces du cube un gel relativement doux en mettant l'enceinte frigorifique à –5°C mais sans mise en température graduelle : l'étuve passe directement de la température de gel à la température de dégel (20°C) sans palier intermédiaire et vice versa.

Les calcaires étudiés ayant naturellement un degré de saturation en eau élevé, nous avons décidé de tester les cubes après saturation à l'eau sous vide. Pour maintenir ce degré de saturation tout au long des cycles et éviter les pertes par évaporation, extrusion et autre migration d'eau (Tourenq, 1970), les éprouvettes de calcaire ont été placées dans un récipient contenant une tranche d'eau de l'ordre du centimètre.

2.2.3 Instrumentation

La température de l'air dans l'étuve ne permet pas de rendre compte des variations de température dans la roche (Hall et al, 2001) et en particulier dans l'entaille. La température a été suivie au cours des cycles non seulement dans l'enceinte mais également en haut de l'entaille et en fond d'entaille par des thermocouples (Fig.3).

Même si, lors du changement de phase, l'eau passe de l'état liquide à l'état solide, nous avons fait le choix de mesurer la contrainte le long de l'entaille par des capteurs de pression. Afin d'avoir une mesure de la contrainte exercée par le gel sur les parois de l'entaille, nous avons usiné une encoche supplémentaire au milieu du cube le long d'une paroi de manière à ce que, une fois collés sur un support, les capteurs de pression aient leur surface dans l'alignement de cette paroi de l'entaille (Fig.3). Selon les éprouvettes, deux ou trois capteurs de pression ont été ainsi positionnés à différentes profondeurs.

2.3 Choix des calcaires d'étude

Nous avons choisi un Larrys comme calcaire de référence car s'il présente une matrice résistante, il renferme naturellement de nombreuses discontinuités qui représentent autant de zones de faiblesse pour l'altération par le gel-dégel. C'est un calcaire oolithique. Sa porosité inférieure à 5% le situe dans la moyenne basse des calcaires. Son rayon moyen d'accès aux pores (R) est relativement faible (75 nm). Comparativement à ce calcaire, nous en avons sélectionné deux supplémentaires, également oolithiques mais à la structure poreuse différente : la Pierre de Lens de porosité assez élevée (14%) mais surtout au rayon moyen d'accès aux pores élevé (600 nm) et le calcaire de Chamesson de forte porosité (17,5%) avec un rayon moyen d'accès aux pores intermédiaire (284 nm).

Tableau I. Caractéristiques des calcaires de l'étude.

Calcaire	Porosité (%)	R (nm)	E* (GPa)	Rt** (MPa)
Chamesson	17,5	284	34,6	6,9
Larrys	4,3	75	64,9	11
Pierre de Lens	14	600	32,2	8,05

* E = module d'Young; ** Rt = résistance en traction-essai brésilien.

3. Résultats

3.1 Sensibilité au gel des calcaires entaillés

Pour les cubes de Chamesson et de Larrys, respectivement un et deux cycles de gel-dégel seulement ont été nécessaires pour qu'une fissure soit visible dans le prolongement de l'entaille initiale. Le cube de Pierre de Lens n'a commencé à s'altérer qu'au bout de cinq cycles.

La sensibilité au processus de macrogélivation diffère selon le calcaire. Or les conditions de gel et la géométrie sont les mêmes pour les trois cubes. Par conséquent cette différence est intrinsèquement liée aux caractéristiques de la roche. Les trois calcaires testés étant quasi-purs en calcite, leurs caractéristiques thermiques (conductivité thermique, capacité calorifique, coefficient de diffusivité thermique) ne varient que par la valeur de la porosité et l'état de saturation. Or la porosité varie suffisamment peu entre les trois calcaires (Tab.I: de 5% à 17,5%) pour que l'ordre de grandeur des caractéristiques thermiques diffère. D'autre part la classification des calcaires selon leur sensibilité au gel dans une entaille ne correspond pas à celle établie selon la résistance à la traction (Tab. I). Il semble que *la variation du comportement lors du gel entre ces trois calcaires soit liée à la microstructure propre à chacune des roches testées.*

Tableau II. Caractéristiques thermiques des calcaires testés

Calcaire	Conductivité thermique*	Capacité calorifique**	Coefficient de diffusivité
	$W.m^{-1}.°C^{-1}$	$J.m^{-3}.°C^{-1}$	$m^2.s^{-1}$
Chamesson	3,0	$1,13.10^4$	$2,65.10^{-4}$
Larrys	3,6	$1,47.10^4$	$2,45.10^{-4}$
Pierre de Lens	3,1	$1,19.10^4$	$2,60.10^{-4}$

* selon formule de Bousquié (1979) et ** selon formule de Caicedo Hormaza (1991).

3.2 Propagation du front de gel dans l'entaille

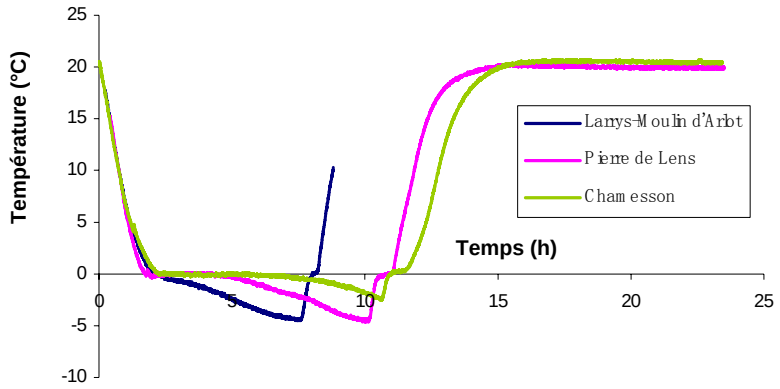


Figure 4. Variation de la température (°C) en fond d'entaille de chacun des trois cubes calcaires testés au cours d'un cycle de gel-dégel.

Les gradients de température, que ce soit avant ou après le changement de phase, sont quasi-similaires pour les trois calcaires (Fig. 4). Ainsi la comparaison de la variation de température en fond d'entaille entre les différents calcaires confirme que leurs comportements thermiques sont proches, tant qu'on reste suffisamment éloigné du changement de phase.

D'autre part le changement de phase d'un corps pur à pression constante s'effectue à température constante. Pour le passage de l'état liquide à l'état solide de l'eau à la pression atmosphérique, cette température est de 0°C. Un palier de température à environ 0°C est observé en fond d'entaille pour chacun des calcaires. Quel que soit le calcaire testé, une partie de l'eau contenue dans les éprouvettes testées (réseau poreux et/ou entaille) gèle donc quasiment sans surfusion à la température classique de changement de phase de l'eau liquide. Or la durée de ce palier s'avère fortement corrélée à la porosité du calcaire : le coefficient de corrélation établi sur la base de ces trois calcaires est de 0,9983. La durée du palier de gel en système ouvert est fonction de la quantité d'eau liquide à geler. Or plus le calcaire est poreux, plus la quantité d'eau susceptible de geler est importante. Cette proportionnalité entre une caractéristique propre de la roche, la porosité, et la variation de la température de l'eau dans l'entaille semble indiquer que *la température dans l'entaille est imposée par celle dans la roche*.

3.3 Contrainte générée au cours du gel de l'eau dans une entaille

3.3.1 Evolution au cours du temps de la contrainte le long de l'entaille

Lorsque le palier à 0°C s'achève, la contrainte augmente simultanément en tout point de l'entaille. On peut supposer que, lors de ce palier, le gel de l'eau des gros pores de la roche et de celle de la partie supérieure de l'entaille induit le confinement de l'eau encore liquide sous-jacente.

La valeur de la pression mesurée varie de la même manière quelle que soit la profondeur en aval du front de gel dans le cas du Larrys alors que dans le cas des calcaires de Chamesson et surtout de Pierre de Lens, la valeur de la contrainte en profondeur, bien que non nulle, reste faible tant que le front de gel demeure éloigné. Dans ces deux dernières entailles, la pression dans l'eau encore liquide en profondeur avant le changement de phase n'est pas hydrostatique. Seules des pertes

d'eau s'opérant par les parois encore non complètement obstruées par la glace peuvent justifier un tel comportement.

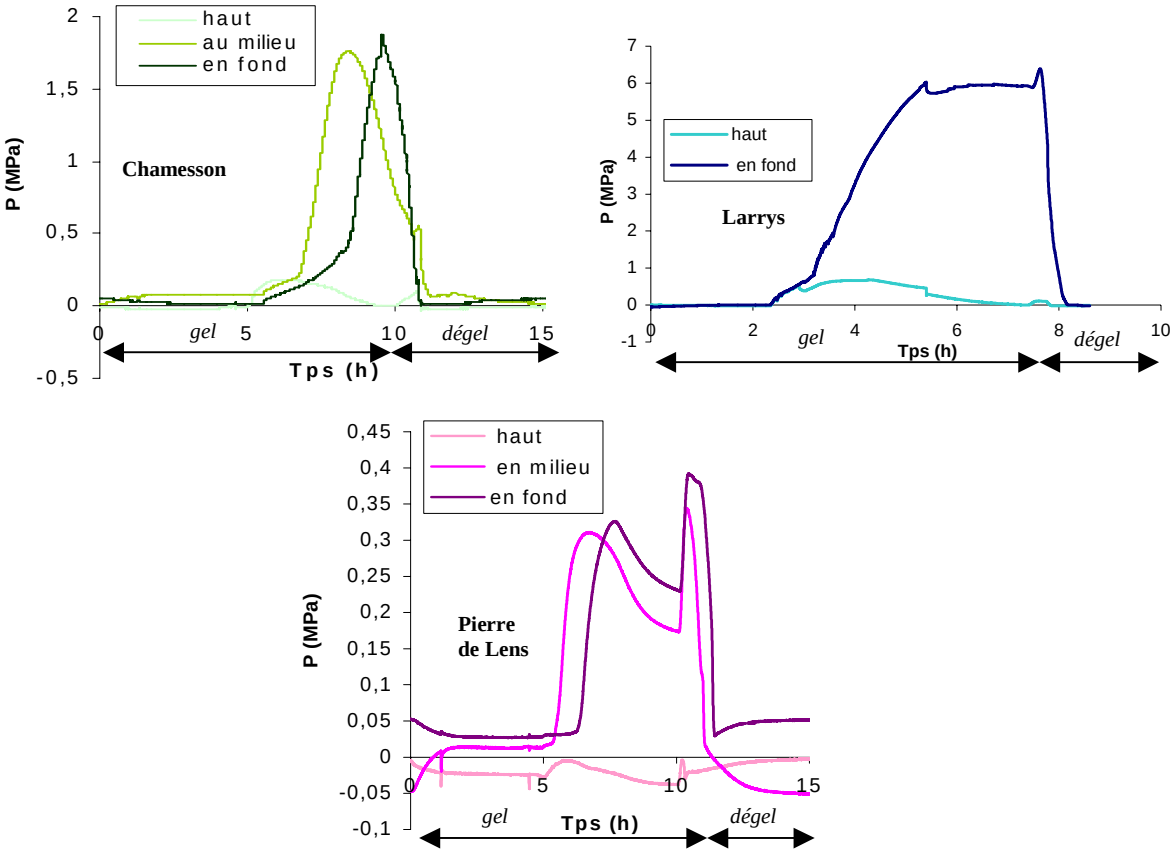


Figure 5. Allure de la contrainte (MPa) en différentes profondeurs de l'entaille au cours d'un cycle de gel-dégel.

3.3.2 Valeur maximale de la contrainte le long de l'entaille

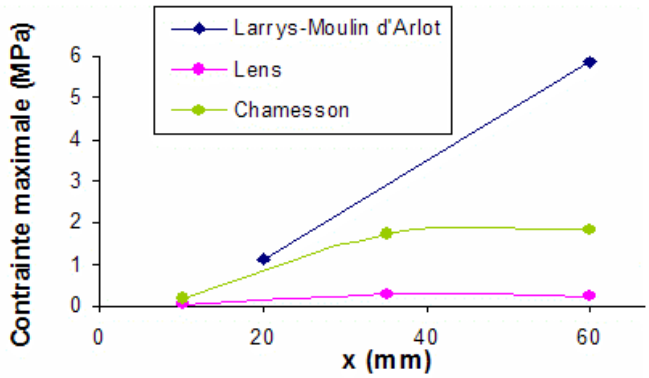


Figure 6. Allure de la contrainte maximale (MPa) en fonction de la profondeur de mesure, x (mm).

On peut noter que *la valeur et l'allure de la contrainte maximale le long de l'entaille varient selon le cube de calcaire* (Fig. 5). La contrainte développée dans l'entaille par le gel est plus élevée dans le cas du Larrys que dans les cas du Chamesson et de la Pierre de Lens. Par ailleurs, alors que pour le Larrys, on observe une forte augmentation du maximum de pression avec la profondeur, ce phénomène

est beaucoup moins marqué dans le cas du Chamesson. Pour la Pierre de Lens, on observe même une très légère diminution à partir du milieu de l'entaille.

4. Rôle du réseau poreux dans la sensibilité à la macrogélivation des calcaires

4.1 Un comportement différent selon le degré de porosité

Le réseau poreux de la roche module la sollicitation mécanique à laquelle elle est soumise lors du gel de l'eau dans son réseau de fissures.

Si la roche s'avère *peu poreuse* (comme le Larrys), l'eau contenue dans les quelques gros pores dont la température de congélation est à 0°C, gèle rapidement. Le palier à 0°C est effectivement plus bref avec le Larrys qu'avec des calcaires plus poreux (Chamesson, Pierre de Lens) (Fig.4). L'eau contenue dans l'entaille n'a pas le temps de geler et la perméabilité de la roche, déjà faible (d'après Letavernier (1984), la perméabilité est une fonction de la porosité et du rayon moyen d'accès aux pores), diminue rapidement suite à la formation de glace dans le réseau poreux. Les migrations d'eau étant ainsi limitées entre la roche et l'entaille, l'eau encore liquide en fond de fissure se trouve confinée. A l'arrivée du front de gel, lors du passage à l'état solide de cette eau, la contrainte générée est nécessairement forte.

Si la roche est *poreuse* (Chamesson, Pierre de Lens), dans un premier temps, les gros pores gèlent à 0°C avec une certaine inertie du fait de la quantité d'eau concernée plus importante que dans le cas d'une roche moins poreuse. Ce délai laisse le temps à l'eau de la partie supérieure de l'entaille, à la pression atmosphérique, de se transformer en couche de glace et à l'eau sous-jacente, encore liquide, contenue dans l'entaille de migrer dans le réseau environnant au fur et à mesure que cette dernière se trouve confinée. Ces mouvements d'eau sont d'autant plus facilités que la porosité et/ou le rayon moyen d'accès aux pores étant forts, la valeur de la perméabilité de la roche est élevée (Letavernier, 1984). Ces pertes d'eau de l'entaille et les possibilités d'extrusion ne peuvent que diminuer la valeur de la contrainte générée par l'augmentation de volume lors du gel de l'eau dans le réseau de fissures d'une roche poreuse. Cette hypothèse sur le processus de macrogélivation est en adéquation avec l'observation, au cours du gel, d'une pression non hydrostatique dans l'eau encore liquide en profondeur dans les fissures des roches poreuses.

4.2 Une contrainte maximale linéairement liée à la perméabilité

Cette étude souligne toute l'importance de principalement deux facteurs caractérisant le réseau poreux d'une roche dans la contrainte maximale générée par le gel dans une fissure : *la porosité et le rayon moyen d'accès aux pores.* La contrainte maximale mesurée en fond d'entaille a été comparée au rayon moyen d'accès aux pores pour les trois calcaires testés. Dans le cas strict de la géométrie choisie et de nos conditions d'essais, la contrainte maximale est une fonction linéairement décroissante du logarithme du rayon moyen d'accès aux pores. Cependant cette corrélation ne tient pas compte de la porosité de la roche. Or d'après la formule établie par Letavernier (1984), la perméabilité d'une roche est proportionnelle au produit de sa porosité et du carré de son rayon moyen d'accès aux pores. Même si cela n'est pas significatif, le coefficient de corrélation linéaire semble plus élevé entre la contrainte maximale en fond d'entaille et le logarithme de la perméabilité (0.9973) qu'entre la première et le logarithme du rayon moyen d'accès aux pores (0.9934).

Par conséquent la sollicitation générée par le gel dans le réseau de fissures d'une roche calcaire est directement liée aux capacités d'écoulement de son réseau poreux. Considérant le réseau poreux et la résistance de la roche, la sensibilité à la macrogélivation des roches calcaires peut être connue.

4. Conclusions

La contrainte générée par le gel dans le réseau de fissures des roches calcaires est le fruit du conflit entre la cinétique d'écoulement des fluides contenus dans les fissures vers le réseau poreux environnant et la cinétique de progression du front de gel dans la roche. Dans le cas d'un modèle simple d'une fissure unique, la contrainte maximale générée est proportionnelle au logarithme de la perméabilité. Dans le cas réel d'un réseau de fissures, il faudrait tenir compte de sa tortuosité qui peut avoir son importance sur le confinement créé par la formation progressive de glace.

Cette étude a été effectuée sur des roches calcaires. Elle doit maintenant être étendue à d'autres types de roches afin de généraliser ces résultats. Elle demande également à être validée par l'étude de cas extrêmes : calcaires de très fortes et très faibles perméabilités.

5. Références bibliographiques

Bost M. (2008) Altération par le gel des massifs rocheux : étude expérimentale et modélisation des mécanismes de génération des contraintes dans les fissures. Thèse, Ecole nationale des Ponts et Chaussées, 281 pages.

Bousquié P. (1979) Texture et porosité de roches roches calcaires. Relations avec la perméabilité, l'ascension capillaire, la gélivité, la conductivité thermique. Thèse, Université Pierre et Marie Curie, Paris, 191 pages.

Caicedo Hormaza B. (1991) Contribution à l'étude de la migration de l'eau dans les sols pendant le gel et le dégel. Thèse, Ecole Centrale, Paris, 108 pages.

Frayssines M. (2005) Contribution à l'évaluation de l'aléa éboulement rocheux (rupture). Thèse, Université Joseph Fourier, Grenoble, 218 pages.

Hall K., André M.F. (2001) New insights into rock weathering from high-frequency rock temperature data : an Antarctic study of weathering by thermal stress. Geomorphology 41, 23-25.

Interreg IIC, Groupe Falaise (2001) Prévention des mouvements de versants et des instabilités de falaises. Confrontation des méthodes d'étude des éboulements rocheux dans l'arc alpin. Programme IIC-« Falaises »Méditerranée Occidentale et Alpes Latines, 239 pages.

Letavernier G. (1984) La gélivité des roches calcaires. Relations avec la morphologie du milieu poreux. Thèse, Université de Caen, 181 pages.

Matsuoka N. (2001a) Direct observation of frost wedging in alpine bedrock. Earth Surf. Process. Landforms 26, 601-614.

Matsuoka N. (2001b) Microgelivation versus macrogelivation: toward bridging the gap between laboratory and field frost weathering. Permafrost and Periglacial processes 12, 299-313.

PIARC G2 (1999) Natural Disaster Reduction for Roads – Final Report.

Tourenq C. (1970) La gélivité des roches – application aux granulats. Rapport de recherche n°6, LCPC, Paris, 60 pages.

ESTIMATION DE L'INCERTITUDE SUR LES MESURES DE CONTRAINTES PAR SUR-CAROTTAGE DANS UN VERSANT ROCHEUX

ANALYSIS OF SCATTERING OF STRESS MEASUREMENT USING OVER-CORING TEST CONDUCTED ON A LARGE FRACTURED ROCK SLOPE

Cécile CLEMENT[1], Véronique MERRIEN-SOUKATCHOFF[2], Clémence DÜNNER[3], Yann GUNZBURGER[2]
1 LAEGO-INERIS, Nancy-Université, Parc de Saurupt CS 14234 F-54042 Nancy
2 LAEGO, Nancy-Université, Parc de Saurupt CS 14234 F-54042 Nancy
3 INERIS, Ecole des Mines de Nancy, Parc de Saurupt, CS 14234 F-54042 Nancy

RÉSUMÉ – Des mesures de contraintes par sur-carottage ont été réalisées au pied d'un versant rocheux potentiellement instable. Afin d'évaluer l'influence des nombreuses sources d'incertitudes affectant les données d'entrée, une démarche de plan d'expérience a été entreprise. Cette analyse révèle un profil des contraintes non-linéaire et des magnitudes élevées, en dépit de la proximité de la surface libre Cet article se concentrera sur le traitement des mesures et l'impact des incertitudes sur leur interprétation.

ABSTRACT – A field experiment of stress measurement using over-coring method has been performed in a rock slope prone to rockfalls. In order to evaluate input data uncertainties, an experimental design has been performed. The paper will focus on data process and impact of uncertainties on stress measurement interpretation. Moreover the results indicate a non-linear stress distribution with depth and high values of the principal stresses, despite the vicinity of the surface.

1. Introduction : réalisation des mesures et objectifs

Le site des Rochers de Valabres est un versant rocheux situé dans une gorge encaissée de la vallée de la Tinée (Alpes Maritimes). C'est un escarpement rocheux d'une hauteur de 1000 m environ, taillé dans un gneiss migmatitique, fortement folié et anisotrope. Le site a été affecté par deux éboulements successifs (2000 et 2004). Depuis 2002, celui-ci fait l'objet d'investigations expérimentales (Gunzburger et al., 2005, Merrien-Soukatchoff et al., 2006, Dünner et al., 2007). Des mesures de contraintes par surcarottage ont été réalisées par l'INERIS, entre 2 et 18 m de profondeurs, dans un forage sub-horizontal localisé en pied du versant (Figure 1).

La technique de surcarottage est une méthode de détermination des contraintes par relaxation des terrains. Les déformations mesurées lors du surforage d'une cellule CSIRO sont inversées pour obtenir les contraintes naturelles dans la zone de mesure. Cette inversion nécessite de formuler des hypothèses sur la géométrie du problème et la rhéologie du matériau.

Tout en permettant de juger la faisabilité de la mesure, déployée en milieu montagnard, l'objectif de l'expérimentation était de fournir une estimation de l'état de contraintes à faible profondeur et dans le cas d'une surface pentée. Dans le cas du site de Valabres, les instabilités se sont produites dans la zone superficielle du versant, c'est-à-dire dans un état de contraintes hétérogène, particulièrement sensible à

la topographie, à la fracturation et aux variations de températures (Haimson, 1979, Amadei et Stephansson, 1997). La connaissance de l'état de contraintes sera utile pour la suite de l'étude, car les mesures pourront être comparées aux résultats de calculs analytiques et numériques, ainsi qu'aux variations de contraintes, notamment thermiques, affectant la zone.

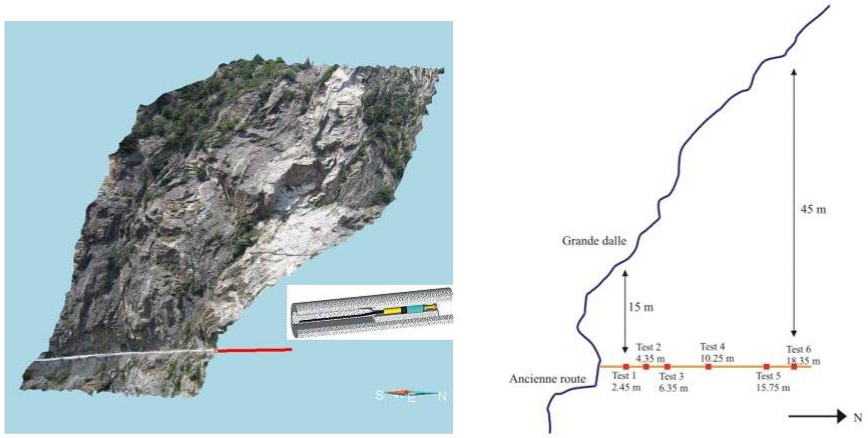


Figure 1. Position du forage, des points de mesures et de la topographie 2D.

2. Acquisition des données d'entrées

Préalablement à l'inversion des mesures, il est nécessaire de déterminer la nature pétrographique de la roche et les propriétés mécaniques du volume rocheux investigué. Une analyse pétrographique, conduite sur l'ensemble des carottes du forage, a permis de détecter 5 zones de texture différentes, décrites en Figure 2.

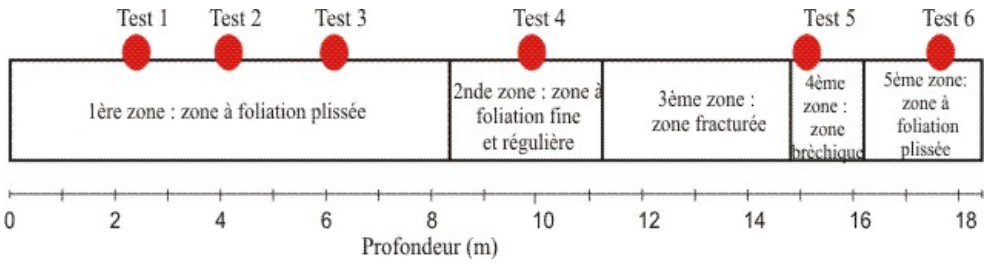


Figure 2 : Description pétrographique du forage

Les paramètres mécaniques ont été obtenus par essais biaxiaux et uniaxiaux. Les essais biaxiaux ont été réalisés sur deux carottes (essai 1 à 2,45 m et essai 5 à 15,75 m) directement extraites lors du sur-carottage (diamètre : 120 mm, longueur : 600 mm) et correspondant à l'échelle d'investigation de la mesure (~10^{-3} m^3). Néanmoins, les essais biaxiaux ne permettent d'obtenir que les paramètres élastiques apparents (E_{eq} et ν_{eq}), sous l'hypothèse d'isotropie, puisque ces essais ne sont pas menés dans des directions normales et parallèle au plan de foliation. L'hypothèse d'isotropie est valable pour l'essai 5, réalisé dans une zone brèchique. Elle n'est pas valable pour l'essai 1 ni pour les autres essais (2, 3, 4 et 6) qui ont clairement été menés dans une zone isotrope transverse.

Des essais uniaxiaux complémentaires ont donc été réalisés sur des échantillons (diamètre : 38 mm, longueur : 76 mm) extraits à la cote 2,88 m. Ceux-ci ont permis la détermination de l'ensemble des paramètres isotropes transverses (E_1, E_2, ν_{12}, ν_{23} *et* G_{12}) mais ne correspondent pas à l'échelle investiguée. Les paramètres obtenus sont indiqués en Tableau I.

Dans ce tableau, les moyennes et écart-types calculés pour les essais biaxiaux proviennent des mesures issues de jauges différentes, implantées sur une même carotte. Pour les essais uniaxiaux, les valeurs proviennent des mesures réalisées sur des échantillons différents.

Tableau I. Paramètres mécaniques obtenus lors des essais

Essai biaxiaux				
Paramètres élastiques apparents	**Min**	**Max**	**Moyenne**	**Ecart-type**
Test 1 (2,45 m)				
E_{eq}: module de Young (GPa)	18,2	33,6	27,5	5,6
ν_{eq} : coefficient de Poisson	0,06	0,19	0,12	0,07
Test 5 15,75 m				
E_{eq}: module de Young (GPa)	23,1	42,1	29,7	7,8
ν_{eq}: coefficient de Poisson	0,05	0,06	0,05	0,003
Essai uniaxiaux				
Paramètres anisotropes. Point 2m88	**Min**	**Max**	**Moyenne**	**Ecart-type**
E_1 *(GPa)*	32,2	48,50	41	5,2
E_2 *(GPa)*	56,20	60,37	58	1,5
ν_{12}	0,09	0,15	0,13	0,02
ν_{23}	0,12	0,17	0,15	0,02
G_{12} *(GPa)*			20	

Outre des problèmes d'échelle d'investigation, ces essais ont mis en évidence des paramètres mécaniques dispersés. Pour la suite de l'étude, les paramètres choisis sont déduits des hypothèses suivantes :

- dans le cas des essais 1, 2, 3, 4 et 6 (comportement isotrope transverse) les paramètres mécaniques seront déduits des 2 types d'essais mécaniques menés sur la carotte de l'essai 1. Les paramètres isotropes transverses sont déduits des paramètres apparents E_{eq} et ν_{eq} et du rapport d'anisotropie R (=E_2/E_1) (Clément et al., 2008) ;
- dans le cas de l'essai 5 (comportement isotrope), les paramètres mécaniques obtenus par essai biaxiaux seront conservés.

3. Traitement des données par plan d'expérience

L'inversion des mesures de contraintes nécessite d'introduire les paramètres mécaniques et géométriques (orientation du plan de foliation, dans le cas d'un comportement isotrope transverse). Toutefois, les sources d'incertitudes sur ces données sont nombreuses. On distingue ainsi :

- l'incertitude sur l'orientation du plan de foliation, due à la présence d'une foliation plissée ;

- la dispersion intrinsèque des propriétés mécaniques, due à l'importante hétérogénéité de la roche, indépendamment du type d'essai effectué pour les déterminer ;
- l'incertitude sur la détermination des propriétés mécaniques, liée à l'utilisation de deux types d'essai ;
- l'incertitude sur les propriétés des essais 2, 3, 4 et 6 qui ont été extrapolées à partir des données de l'essai 1.

Les deux premières sources correspondent à la variabilité naturelle de la roche. Les deux dernières aux incertitudes de mesures.

Afin de quantifier l'impact de ces incertitudes et de fournir des intervalles de confiance des résultats, une démarche de plan d'expérience a été appliquée. Cette méthode permet d'explorer les réponses possibles en fonction des paramètres d'entrée, dont les variations sont issues de simulations judicieusement choisies. Les variables de sortie (réponses) forment des surfaces dans l'espace des paramètres d'entrée.

La démarche adoptée a donc consisté à réaliser des séries d'inversion des mesures, en introduisant des données d'entrée variables, générées par simulation de Monte Carlo. Les données d'entrée variables correspondent aux paramètres mécaniques et à la position du plan de foliation (2 angles). Après chaque série de simulation, les données de sortie observées sont les contraintes principales, c'est-à-dire leurs magnitudes, azimuts et pendages.

Dans le cas des essais à comportement isotrope transverse, sept données d'entrées sont nécessaires : cinq paramètres mécaniques (E_1, E_2, ν_{12}, ν_{23} et G_{12}) et deux paramètres géométriques (azimut et pendage du plan de foliation). Afin de réduire ce nombre de données d'entrées, les hypothèses suivantes ont été émises :

- le module de cisaillement G_{12} a été calculé par l'approximation de St Venant (Amadei, 1996) ;
- E_1 et E_2 sont déduits de E_{eq}, ν_{eq}, et du rapport d'anisotropie R ;
- E_{eq} et ν_{eq} sont fixés tel que E_{eq} = 27,5 GPa et ν_{eq}= 0,12 tandis que R est variable.

Par conséquent, le nombre de paramètres mécaniques est réduit à trois (R, ν_{12}, ν_{23}) au lieu des cinq paramètres initialement prévus (E_1, E_2, ν_{12}, ν_{23} et G_{12}). Leurs intervalles de variation dépend de la variabilité mesurée en laboratoire (cf. Tableau II). La variabilité des deux paramètres géométriques (azimut et pendage du plan de foliation), correspondent à la variabilité mesurée sur les carottes.

Tableau II : Intervalles de variation des paramètres mécaniques

Paramètres mécaniques	Min	Max
Tests 1, 2, 3, 4 et 6 (isotrope transverse)		
$R = E_2/E_1$	1,16	1,9
ν_{12}	0,06	0,19
ν_{23}	0,12	0,17
Test 5 (isotrope)		
E (GPa)	23,1	42,1
ν	0,05	0,06

4. Résultats : Profil de tenseur de contraintes et interprétation

L'application du plan d'expérience aboutit à des surfaces de réponse dont un exemple, représentant la variabilité de σ_1 pour l'essai 1 en fonction de R et v_{12}, est donné sur la Figure 3. Excepté pour l'essai 5, l'analyse a révélé que le facteur d'anisotropie, ainsi que la position du plan de foliation ont un impact significatif sur le tenseur des contraintes : La variabilité (représentée par l'écart-type) sur la magnitude produite par le traitement est d'environ +/- 0,5 MPa (essai 1 à 3) jusqu'à +/- 0,9 MPa (essais 4, 5 et 6), soit un coefficient de variation (COV) moyen de 0,13.
Les six tenseurs de contraintes (magnitudes et orientation des contraintes principales), ainsi que les variations obtenues, sont présentés au Tableau III.

Tableau III : Résultats des mesures de contraintes :
Valeurs moyennes, écart types des magnitudes et orientations des contraintes

	Contraintes Principales	Magnitudes (MPa)	Azimut (°N)	Pendage (°)
Test 1	σ_1	6.3 +/- 0.8	290 +/- 15	56 +/- 15
	σ_2	5.3 +/- 0.6	90 +/- 10	32 +/-16
	σ_3	2.2 +/- 0.2	184 +/-5	9 +/-6
Test 2	σ_1	5.5 +/-0.7	265 +/-30	58 +/-12
	σ_2	4.5 +/-0.6	86 +/-7	32 +/-12
	σ_3	1.3 +/- 0.2	176 +/-6	2 +/-2
Test 3	σ_1	6.6 +/-0.9	272 +/-16	51 +/-16
	σ_2	5.2 +/-0.6	107 +/-11	38 +/-16
	σ_3	1.9 +/- 0.2	12 +/-3	6 +/-4
Test 4	σ_1	10 +/-1.2	80 +/-4	37 +/-4
	σ_2	7.1 +/1	301 +/-23	42 +/-10
	σ_3	4.4 +/0.5	203 +/-40	24 +/-9
Test 5	σ_1	7.6 +/-1.3	284 +/-0.1	37 +/-0.01
	σ_2	6.3 +/-1.1	100 +/-0.03	53 +/-0.01
	σ_3	2 +/-0.3	193 +/-0.05	2 +/-0.01
Test 6	σ_1	11.8 +/-1.4	89 +/-18	66 +/-5
	σ_2	9.5 +/-1.3	230 +/-46	19 +/-9
	σ_3	5.9 +/-0.6	301 +/-71	9 +/-6

Par ailleurs, les résultats de la simulation peuvent être représentés sur des diagrammes polaires (avec OX : Nord, OZ : Est). L'essai 1 est illustré en Figure 3. Les différentes positions calculées de la contrainte majeure (la plus compressive σ_1) sont représentées par un nuage de triangles bleus, la contrainte intermédiaire (σ_2) par des losanges verts et la contrainte mineure (σ_3) par des carrés rouges. On observe sur ce diagramme un regroupement des simulations de σ_1 et σ_2. Leurs positions sont confondues en un seul plan N 90 – N 270, dans lequel les pendages sont variables et les modules proches.

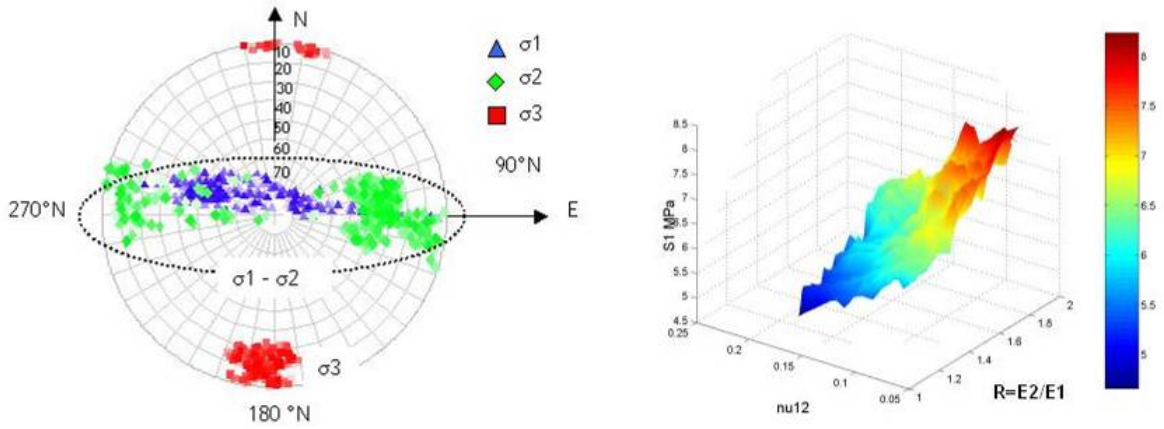


Figure 3. A gauche : Diagramme polaire – Essai 1 (2m45).
A droite : Surface de réponse du module de S1 en fonction de R et v_{12}.

Le profil de contraintes, calculé par plan d'expérience et illustré en Figure 4, peut être détaillé de la manière suivante :

- *les magnitudes* de la contrainte principale σ_1 varient de 6 à 11 MPa de la surface jusqu'à l'extrémité du forage. σ_2 varient de 5 à 9 MPa et σ_3 de 2 à 6 MPa. Ces magnitudes sont élevées puisqu'ils sont 10 fois supérieurs au poids vertical des terrains mais correspondent néanmoins à la charge produite par l'ensemble du versant jusqu'à sa crête, comme démontré par modélisations numériques aux éléments finis (Clément et al., 2008). Par ailleurs, le profil n'augmente pas de manière monotone : on observe une augmentation marquée à l'essai 4 puis une chute au niveau de l'essai 5. Ces variations sont perceptibles malgré les intervalles d'erreur introduits ;
- *les tenseurs des contraintes aux essais 1 à 3* sont relativement homogènes. σ_3 est orientée horizontalement, perpendiculairement à la surface libre tandis que les σ_1 et σ_2 se confondent dans un plan vertical E-W, dans lequel les azimuts et pendages sont variables et les modules proches. Ce plan vertical est sub-parallèle à la surface libre ;
- *le tenseur des contraintes à l'essai 4* est plus singulier. Il est marqué par une forte augmentation des modules et un changement des orientations, qui ne correspondent à aucune orientation de discontinuités ou à une orientation topographique préférentielle ;
- *le tenseur à l'essai 5* correspond à une chute des modules, qui peut être expliquée par une double particularité géologique : une importante zone fracturée (3ème zone, cf. Fig. 2) précède la zone brèchique (4ème zone) dans laquelle l'essai a été mené. A cause de ces perturbations et du traitement isotrope de l'essai, celui-ci a été considéré comme une singularité dans le profil ;
- *A l'essai 6,* l'orientation du tenseur des contraintes devient litho-statique : σ_1 devient quasi-verticale tandis que σ_2 et σ_3 se confondent dans un plan horizontal.

L'état de contraintes mesuré est donc fortement influencé par le relief et les hétérogénéités texturales. L'influence de la topographie est particulièrement sensible pour les essais 1 à 3, dont les tenseurs s'orientent en fonction de la surface libre. A l'essai 6, l'orientation du tenseur de contraintes devient litho-statique, ce qui confirme l'hypothèse d'une décroissance de l'influence topographique avec la profondeur.

L'effet des « hétérogénéités » peut être remarqué à l'essai 5, qui correspond à une rupture dans le profil. Bien qu'il soit difficile d'exprimer une relation de causalité exacte entre les perturbations géologiques et la dispersion du profil, nous pouvons supposer que ces zones ont un effet réel sur les mesures et doivent être prises en compte.

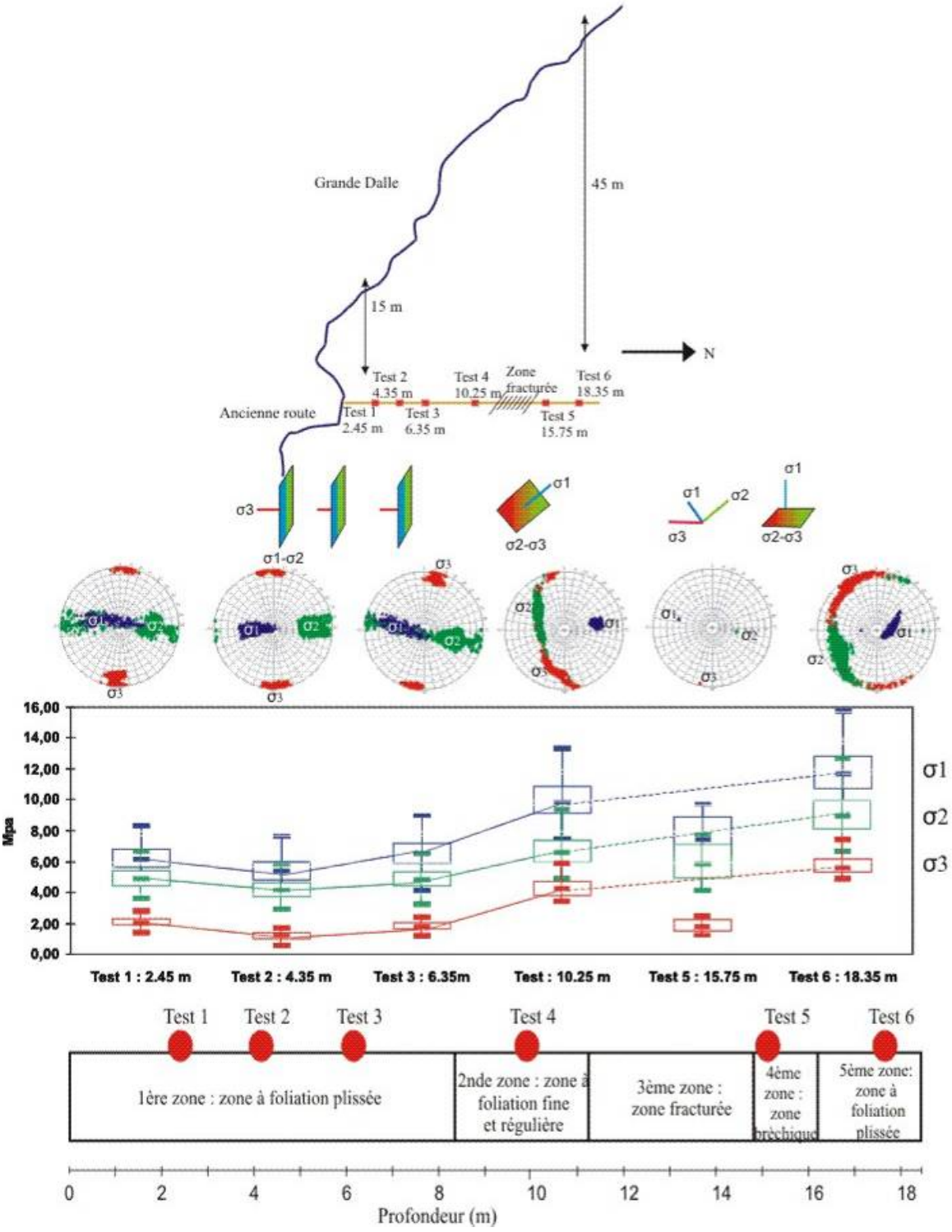


Figure 4. Topographie, représentation schématique des tenseurs, stéréogrammes, profil de contraintes et description pétrographique du forage

5. Conclusions

Les mesures de contraintes, réalisées sur le versant de Valabres, sont un apport pour la connaissance du versant et présentent un intérêt pour la suite de l'étude. Les mesures ont permis de mieux caractériser la « zone superficielle » du versant. En effet, la zone investiguée (2 à 18 m) correspond à une zone de surface, hétérogène et marquée par une forte rotation des axes principaux des contraintes. Cependant, il est difficile de définir une limite où ces effets de surface disparaissent (c'est-à-dire où les orientations se stabilisent). Les résultats des mesures révèlent aussi que les hétérogénéités ont un rôle majeur sur l'état de contraintes. Leur présence induit une chute de plusieurs MPa sur le profil des contraintes. Il semble donc nécessaire de prendre en compte ces possible variations de contraintes liées aux hétérogénéités pour la suite de l'étude.

Outre une meilleure connaissance de la zone superficielle du massif, les mesures de contraintes sont une donnée d'entrée pour les modélisations numériques. En effet, la variabilité des résultats doit être comparée à la précision recherchée lors de la modélisation. Rappelons que les écarts types moyens obtenus sur les mesures sont compris entre +/- 0,5 MPa et +/- 0,9 MPa, soit 15 à 25% des modules.

La mesure de contrainte par surcarottage est donc une mesure intéressante puisqu'elle permet de définir un ordre de grandeur des contraintes, de juger l'importance du poids des terrains et des hétérogénéités. Toutefois, la mesure soulève le problème persistant de la représentativité de la mesure et de sa transposition à l'ensemble du versant puisque la mesure par surcarottage n'investigue qu'un volume assez réduit (10^{-3} m^3). Pour donner plus de sens à cette mesure, il peut être intéressant de la combiner avec d'autres techniques de reconnaissance et d'élaborer des modélisations numériques permettant de tester les différentes hypothèses.

6. Références bibliographiques

Amadei B., Stephansson O. (1997). Rock stress and its measurements. London : Chapman and Hall.

Amadei B. (1996). Importance of anisotropy when estimating and measuring in situ stresses in rock. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 33, 3, pp 293-325.

Clement C., Merrien-Soukatchoff V., Gunzburger Y., Dünner C. (2008). Stress measurement by overcoring at shallow depth in a rock slope: scattering of input data and results. En preparation for Rock Mech. and Rock Eng. (Springer-Verlag Wien).

Dünner C., Bigarre P., Clement C., Merrien-Soukatchoff V., Gunzburger Y. (2007). Field natural and thermal stress measurements at "Rochers de Valabres" Pilot Site Laboratory. ISRM 2007, 9-13th July 2007, Lisbon, Portugal.

Gunzburger Y., Merrien-Soukatchoff V., Guglielmi Y. (2005). Influence of daily surface temperature fluctuations on rock slope stability: Case study of the Rochers de Valabres slope (France), Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 42-3,, pp. 331-349.

Haimson B.C. (1979). New hydro-fracturing measurements in the Sierra Nevada mountains and the relationship between shallow stresses and surface topography. In Proc. 20th US Symp. Rock Mech., Austin, Center for earth Sciences and Eng. Publ., Austin, 675-82.

Merrien-Soukatchoff V., Sausse J., Dünner C. (2006). Influence of topographic roughness on the stress state in a sloped rock-mass. Eurocks, Liege (Belgique) 9-12 Mai 2006.

LGV RHIN RHONE : INTEGRATION DU RISQUE KARSTIQUE DANS LA CONCEPTION DES FONDATIONS DU VIADUC DU PERTUIS

LGV RHIN RHONE : CONSIDERATION OF KARSTIC RISK IN PERTUIS' VIADUCT FOUNDATIONS DESIGN

Stéphane CURTIL[1], Philippe LEGRAND[1]
1 Terrasol, Montreuil, France

RÉSUMÉ – Les reconnaissances géologiques et géotechniques sur le site du viaduc du Pertuis ont montré un niveau d'aléa karstique élevé. Le maître d'œuvre SETEC-TERRASOL a donc adapté les modes de fondation selon les risques identifiés en phases études tout en anticipant que le niveau d'aléa pouvait être encore supérieur à celui raisonnablement attendu selon les données disponibles. Cette anticipation s'est matérialisée dans le Dossier de Consultation des Entreprises (DCE) par intégration de diverses techniques de traitement des anomalies karstiques susceptibles d'être mobilisées à volonté en phase travaux.

ABSTRACT – Geotechnical and geological investigations on the site of Pertuis' viaduct showed important karstification. The project manager SETEC-TERRASOL decided to adapt foundations of the viaduct according to the risks identified during studies. Due to the limits of investigations, SETEC considered that the level of karstification could be even higher than what could be reasonably expected according to available data. The design studies and drawing up of contracts anticipated the treatment of karstic anomalies by mentioning various techniques which could be mobilized when easily needed during works.

1. Introduction

1.1. Le projet de ligne à grande vitesse Rhin Rhône branche Est et le viaduc du Pertuis

La future Ligne à Grande Vitesse (LGV) Rhin Rhône branche Est reliera les villes de Dijon à Mulhouse. Dans sa partie médiane, la ligne traverse des formations calcaires sujettes à la dissolution et à la karstification. En particulier, la zone de Chavanne présente de nombreux indices de karstification : grottes, dolines, perte de la rivière Sapoie, etc.

Le viaduc du Pertuis est un ouvrage à 5 travées, d'une longueur de 220 m, dont le tablier est en ossature mixte acier-béton. Situé sur la commune d'Aibre (Département du Doubs) à la sortie du tunnel de Chavanne, il permet le franchissement, à une hauteur de 25 m, de la RD 37 et d'un ruisseau implanté dans une vallée peu encaissée.

1.2. Contexte géologique, structural et hydrogéologique

Le viaduc franchit la vallée du Pertuis implantée dans des formations du Jurassique moyen et supérieur représentées par des calcaires du Bajocien. En sondage, ces calcaires apparaissent sous la forme d'un premier horizon, de 5 à 9 m de puis-

sance, très fracturé, de calcaire beige en plaquettes surmontant un calcaire gris, compact, peu fracturé.

L'analyse structurale, conduite par TERRASOL sur les affleurements au voisinage de l'ouvrage, montre une stratification très régulière à pendage de 15° vers le Sud-Est ainsi que deux directions principales de fractures subverticales, et orthogonales (N90E et N190E).

Les sondages carottés révèlent un décalage vertical de la stratigraphie et confirment la présence d'une zone de failles dans l'axe de la vallée selon une orientation N130E.

La singularité hydrogéologique du site est marquée par des écoulements de versant dans le massif rocheux, par un écoulement de surface au niveau du ruisseau en fond de vallée mais également par la présence d'un écoulement dans un réseau hydrologique souterrain détecté à plus de 10 m de profondeur sous le fond de la vallée.

2. Indices karstiques identifiés en phases études et adaptation des reconnaissances

2.1. Multiplicité des reconnaissances géologiques et géotechniques

Le site du viaduc du Pertuis avait été identifié, dès la phase d'étude d'APS (Avant Projet Sommaire), comme potentiellement karstique. Ainsi, au cours des différentes phases d'études (APD, PRO, DCE), différents types de reconnaissances susceptibles d'apporter les données nécessaires aux études de fondations et aux analyses du risque karstique ont été mobilisées : relevés géologiques de terrains, sondages et diagraphies différées. La principale difficulté consiste, lors de ces phases de recueil de données, à trouver la meilleure adéquation entre les moyens mobilisés et les objets, a priori inconnu, que l'on cherche à identifier et qualifier. Ainsi pour les 6 appuis et dans un contexte stratigraphique simple, il a été réalisé en phases études : 4 sondages carottés, 39 sondages destructifs dont 5 avec essais pressiométriques. Des reconnaissances par microgravimétrie ont été programmées en phase travaux lorsque les terrassements initiaux auront été réalisés afin d'en améliorer la pertinence.

2.2. Indices karstiques identifiés en phases études

2.2.1. Indices karstiques détectés en surface

Les analyses confiées par RFF à un prestataire extérieur en phase APD (Avant Projet Détaillé) classent le site dans une zone à karstification moyenne où divers indices de karstification sont observés. Ils se manifestent par des dolines de dimension métrique avec effondrement de toit et par une perte du ruisseau en fond de vallée. En revanche, aucun système karstique n'a été rencontré directement au droit du viaduc. Ainsi, il était légitime d'attendre des anomalies de dimensions limitées sous les fondations et les blocs techniques.

2.2.2. Indices karstiques détectés en sondage

Les sondages réalisés sur site mettent en évidence un nombre significatif d'indices karstiques en profondeur tel que, par exemple, une cavité remplie de 6,3 m de hauteur entre 14 et 20 m de profondeur (sondage P6PR1327 - culée C5 – Figure 1). Située à 5 m sous le fond de la vallée la cavité produit où un léger souffle dans le

forage qui l'a intercepté (sondage P6PR2311 – culée C5) et révèle ainsi la présence d'un réseau karstique continu dans le massif.

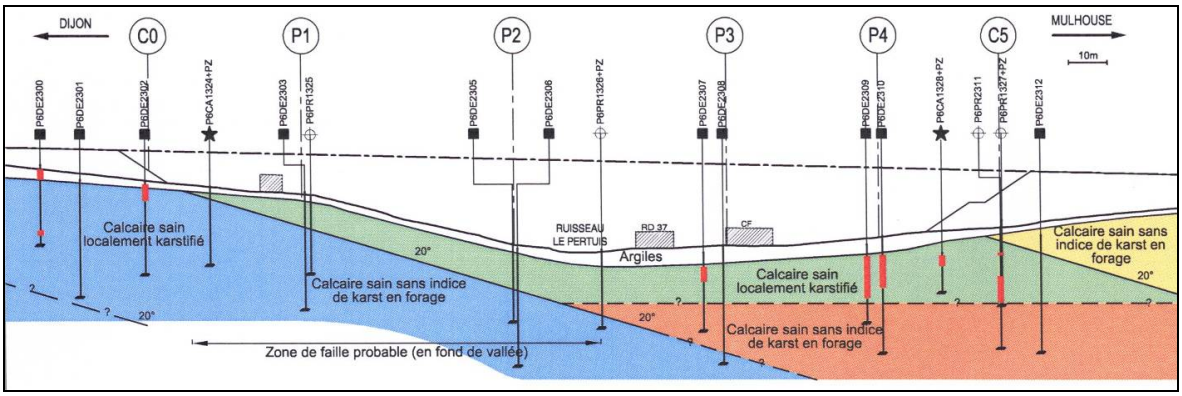


Figure 1 Coupe géologique avec indices d'anomalies karstiques (phase APD)

2.3. Image du niveau d'aléa lié aux fondations du viaduc en site karstique

A l'issue des études de phase APD, le niveau d'aléa karstique sur le site de l'ouvrage était considéré comme moyen ce qui a conduit à renforcer et à adapter les moyens d'investigation en phase PRO (Projet). Pour autant, la variabilité des données recueillies (cavités vides ou colmatées, zones d'altération) n'a pas permis d'avoir, en fin de phase PRO, une connaissance suffisamment fiable du sous-sol de l'ouvrage vis-à-vis de la typologie et l'aléa karstique pour arrêter de façon définitive les conditions de réalisation des fondations. Les formes karstiques remplies, zones décomprimées et zones de calcaires altérés sont les plus représentées. Elles se trouvent au sommet des formations du substratum mais l'affectent également en profondeur sur une puissance de plus de 20 m comme le montre la figure 2.

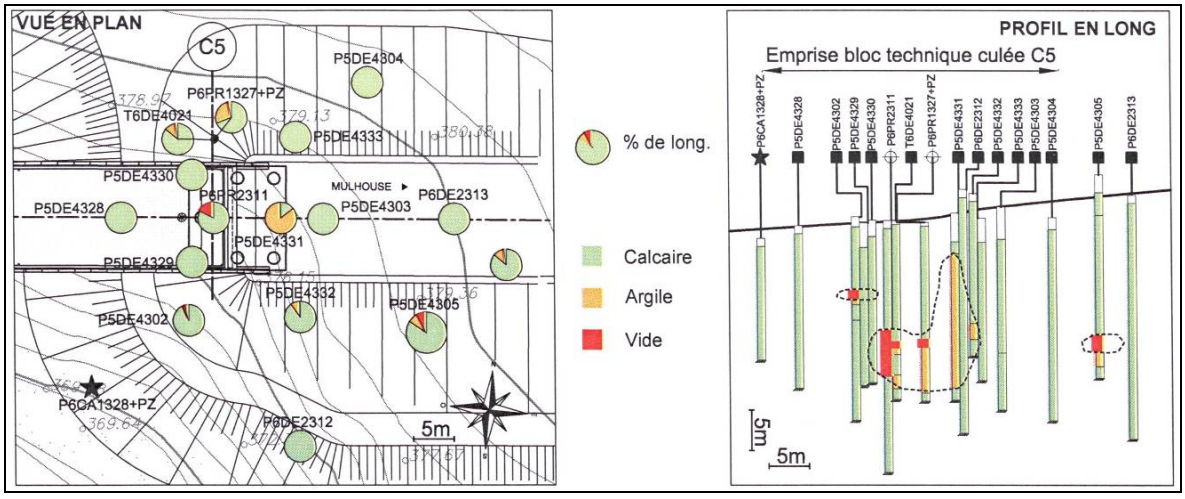


Figure 2. Analyse de la répartition des indices karstiques sous la culée C5 (phase PRO)

Les vides francs, souvent positionnés au dessus de formes remplies, présentent une extension verticale métrique et leur extension longitudinale peut être décamétrique. Les études ont ainsi montré qu'il était fort probable de rencontrer, lors des travaux, des formes karstiques dont les dimensions pouvaient être supérieures à celles observées lors des campagnes de reconnaissances. La mise en sécurité de la ligne à grande vitesse imposait leur diagnostic et leur traitement systématique.

3. Conception des fondations et adaptation du dossier de consultation des entreprises

3.1. Fondation des appuis sur la partie Ouest de l'ouvrage : C0, P1 et P2

Jusqu'en phase PRO, en l'absence d'anomalie karstique majeure, les études ont conduit à retenir des fondations par semelle la culée C0 et les piles P1 et P2 ; les anomalies karstiques de type dissolution de fractures devant être traitées par injection de coulis ou mortier et clavage selon leur importance.

Le DCE prévoit donc, pour ces appuis, des fondations superficielles, des reconnaissances complémentaires en phase travaux au moyen de sondages destructifs et le remplissage systématique des anomalies détectées. Pour la zone des remblais d'accès et du bloc technique, le traitement de l'aléa karstique prend alors la forme de sondages complémentaires, d'un remplissage des cavités détectées et éventuellement d'un renforcement de la base des remblais par des géotextiles armés.

3.2. Fondation des appuis sur la partie Est de l'ouvrage : P3, P4 et C5

Sur les piles P3 et P4 et la culée C5, les anomalies détectées en phases d'études se situent à des profondeurs importantes sous le terrain naturel ce qui à conduit à retenir des fondations par pieux ancrés au-delà des anomalies karstiques soit à 14 m, 18 m et 24 m de profondeur. Des traitements ponctuels des anomalies située dans la zone de diffusion des contraintes au voisinage des pieux, par remplissage au coulis ou au mortier, sous faible pression, et par clavage, ont donc été provisionnées dans le marché de travaux. L'implantation du point fixe du viaduc sur la culée C5, a nécessité l'ajout d'un traitement de la zone d'altération karstique supérieure par des colonnes de jet-grouting afin d'en augmenter les caractéristiques de butée nécessaires à la reprise des efforts horizontaux.

3.3. Adaptation du Dossier de Consultation des Entreprises (DCE)

L'établissement des DCE (Dossiers de Consultations des Entreprises) a été l'occasion de tenter limiter le niveau d'aléa financier du projet puisque les importantes reconnaissances géologiques et géotechniques déjà engagées n'avaient pas permis de cerner totalement la problématique karst sous le viaduc. Ainsi, la consultation a été enrichie de diverses techniques et méthodes de traitement des karsts susceptibles de traiter les typologies karstiques reconnues et attendues sur ce site : injections gravitaires de coulis ou de mortier, injections de clavage et jet grouting.

Des reconnaissances complémentaires en phase travaux par sondages et reconnaissances souterraines avec intervention de spéléologues/karstologues ont également été intégrées aux DCE afin de fournir au maître d'œuvre travaux les outils nécessaires à une gestion réactive et performante de son chantier. Simultanément, il a été engagé une phase de reconnaissances complémentaires permettant, au besoin, d'adapter le marché de travaux lors de sa mise au point avant attribution.

3.4. Traitement des karsts de la section courante à l'Est du viaduc

En section courante, des anomalies karstiques de types zones de dissolution et d'altération traversant le tracé ont été reconnues en phases d'études et lors des travaux de terrassement. Elles sont associées à des cavités, vides ou remplies, sous dalle calcaire. Du fait d'un risque diffus identifié, le traitement prévu et appliqué pour cette zone est le minage/pilonnage : minage sur 4 m à la base du remblais puis compactage dynamique avec apport de matériaux granulaires. Compte tenu de la profondeur des anomalies détectées sous la culée C5 du viaduc, cette technique n'a pu être généralisée.

4. Phase travaux : poursuite des reconnaissances, suivi et adaptation des fondations

4.1. Reconnaissances complémentaires en phase travaux

Les reconnaissances complémentaires réalisées en phase DCE ont montré que l'étendue des zones touchées par les anomalies karstiques était plus importante que ce qui était supposé. Ceci a imposé un réexamen de la problématique de traitement de l'aléa karstique et des fondations de l'ouvrage.

Aucun délai supplémentaire d'études n'étant compatible avec l'avancement normal du projet, il a été décidé de ne pas engager de reconnaissances supplémentaires et de reporter en phase travaux la reconnaissance exhaustive des anomalies au moyen des sondages nécessaires pour le traitement des karsts par injection.

4.1.1. Reconnaissances systématiques prévue en début de phase travaux

En début de travaux, des reconnaissances systématiques sont réalisées par sondages destructifs en roto-percussion avec enregistrement des paramètres de forage, en diamètre 110 mm afin d'augmenter les contrastes de vitesses et permettre leur réutilisation pour les travaux d'injection. Une maille primaire de 3x3 m a été jugée suffisante, compte tenu des observations faites sur les indices voisins, pour diagnostiquer les anomalies significatives sous tous les appuis et blocs techniques de l'ouvrage. Le maître d'œuvre travaux a toujours la possibilité d'ajouter des points de reconnaissances si l'analyse des premiers sondages montre une densité d'anomalie supérieure à ce qui pouvait être normalement attendu.

Pour les appuis fondés sur semelle, les sondages sont descendus jusqu'à la plus grande des deux profondeurs suivantes :

- ✓ base des anomalies repérées lors des campagnes précédentes
- ✓ profondeur où la variation de contraintes dans le sol après travaux est de 30 %.

Pour les appuis sur pieux, les sondages sont descendus à 15 m au-delà des pointes. L'emprise des blocs techniques est reconnue sur une profondeur de 10 m selon une maille de 3x3 m.

Par ailleurs, il est aussi effectué, comme en section courante de la LGV, une campagne de mesure de microgravimétrie (636 points de mesure) sous l'emprise des blocs techniques.

Il est donc réalisé 806 sondages destructifs de reconnaissance de karst en phase travaux pour un linéaire de 11 595 m. Sur les sondages qui ont montré des anomalies significatives, il a été mobilisé des moyens de reconnaissance par caméra vidéo afin de déterminer s'il s'agit de cavités vides ou de cavités remplies de matériaux très meubles. Ce diagnostic est en effet indispensable pour l'adaptation des méthodes et moyens de traitement.

Tableau I. Quantitatif de sondage destructif prévu pour les reconnaissances travaux

	BT de C0	***C0***	***P1***	***P2***	***P3***	***P4***	***C5***	***BT de C5***
Nombre de sondages	78	33	66	61	21	18	32	368
Longueur des sondages (m)	10	16	23	18	16	22/35	26/39	10
Linéaire de sondage < 20 m	780 m	528	1320	1098	360	360	640	3680
Linéaire de sondage > 20 m[(1)]	-	-	198	-	54	114	348	-

[(1)] : y compris longueur des sondages à l'aplomb des pieux : 15 m sous la base du pieu.

4.1.2. Niveau d'aléa diagnostiqué en phase travaux

L'analyse des données de forage a montré que les typologies karstiques étaient encore plus complexes que celles envisagées en phases études.

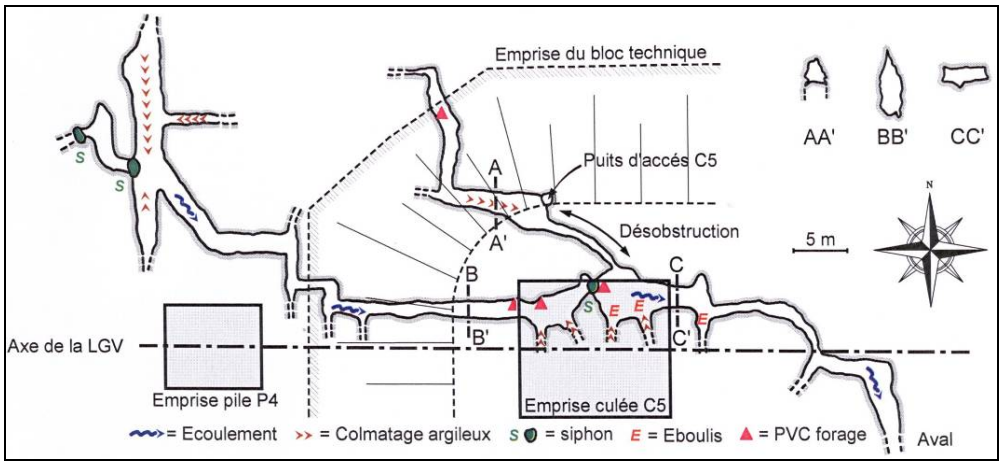


Figure 3. Schéma du réseau karstique identifié sous la culée C5

Dans ces conditions la maîtrise d'œuvre, SETEC-TERRASOL, a décidé d'engager des reconnaissances spécifiques par moyens lourds, c'est-à-dire avec mobilisation d'une machine de creusement de pieux en diamètre 1300 mm pour creuser deux accès au réseau karstique : un de 12 m sous la pile P1 où une galerie était suspectée en phases études et un de 15 m sous la culée C5 où une galerie a été mise en évidence par les reconnaissances en phase travaux. Par ces accès, la prospection (voir figure 3 en page suivante) a pu se poursuivre par interventions du maître d'œuvre et de spécialistes des travaux en milieu confiné souterrain prévues dans le cadre d'un marché spécifique.

La poursuite des reconnaissances en phase travaux a donc confirmé le niveau d'aléa très élevé du site avec un système karstique complexe, étagé, communicant, actif par intermittence et associant au moins 4 typologies karstiques distinctes : cavités vides, cavités remplies d'argile, zone d'altération en masse et entonnoir d'effondrement. En cours de travaux, cette situation exceptionnelle a conduit le maître d'oeuvre SETEC-TERRASOL à modifier sensiblement le projet sous deux des appuis de l'ouvrage.

4.2. Adaptation des fondations de la pile P1 durant les travaux

Au droit de l'appui P1, les reconnaissances par spéléologues ont montré que la cavité karstique, de 2 m de hauteur et 1,5 m de largeur en moyenne, partiellement remplie d'argile, était une galerie active par intermittence, en communication avec un réseau principale implanté sous la vallée à l'aval et alimentant la résurgence du village d'Aibre située à 800 m du viaduc. Les écoulements identifiés correspondent, d'une part, à un écoulement de faible débit depuis l'amont vers l'aval et, d'autre part, à un transit résultant d'un mécanisme de remplissage/vidange depuis l'aval, la cavité jouant office de réservoir de débordement lors des crues du réseau principal.

Afin d'éviter un risque de vidange future, l'argile de remplissage, soit un volume de 25 m^3, a été vidé manuellement et évacué par le pieux d'accès de 12 m de haut. La cavité a été comblée avec du béton pour un volume de 90 m^3 après l'avoir obturé de part et d'autre de la zone d'influence de la fondation, mais tout en aménageant une continuité hydraulique au moyen d'une buse de diamètre 300 mm (figure 4) sur toute la longueur comblée soit 30ml.

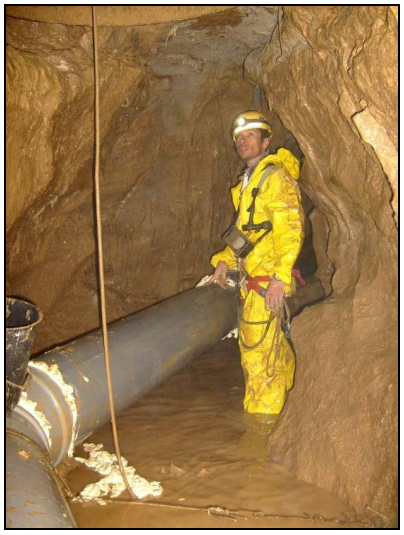


Figure 4. Mise en place de la buse de continuité hydraulique sous la pile P1 avant comblement du karst avec du béton

Le remplissage s'est fait de façon gravitaire au moyen d'un forage en Φ200 et du « pieu » d'accès après avoir pris le soin de réaliser des évents au niveau des points hauts de la cavité. En parallèle, les reconnaissances du réseau aval ont identifié une seconde galerie, également en interférence avec la zone de diffusion des contraintes de la pile P1, sans pour autant se situer au droit de la semelle. Cette seconde galerie, remplie d'argile à 75%, ne pouvait être vidée manuellement. Il a donc été retenu le principe d'un renforcement par micropieux, dimensionnés pour transmettre les efforts provenant du massif calcaire au dessus de la cavité vers le plancher de la galerie en cas de rupture de la voûte. Un modèle de calcul aux éléments finis (Plaxis 2D) a contribué au dimensionnement des 15 micropieux (Φ200 mm) implantés selon une maille de 1,22x1,22 m. Lors du bétonnage des micropieux, les parties vides de la galerie, ont été comblées par le mortier de scellement.

4.3. Adaptation des fondations de la culée C5 durant les travaux

4.3.1. Identification d'un karst complexe

La culée C5 était prévue pour être fondée sur 12 pieux de diamètre 1500 mm ancrés sous la base des anomalies karstiques détectées. Cependant, les reconnaissances conduites par les spéléologues et TERRASOL ont montré que l'ouvrage se trouvait en interférence avec un système karstique complexe composé en partie haute, sous le bloc technique, d'une zone d'altération en masse du massif et, plus en profondeur, de différentes morphologies karstiques :

- ✓ Des galeries de dissolution de 1 à 2 m de largeur, interconnectées, atteignant plus de 4 m de hauteur, partiellement remplies d'argiles et se développant selon un schéma en baïonnette, respectant les directions principales de fracturation ;
- ✓ Une cavité franche de plus 20 m^2 et 1,75 m de haut surmontée d'un entonnoir d'effondrement de plus de 100m² au droit de la culée C5 ;
- ✓ Et à l'aval, un réseau de galeries interconnectées développées par dissolution d'un banc sensible à la karstification formant des cavités de faible hauteur (0,8 à 1,5 m) et relativement large (2 à 4 m). Cette zone présente de nombreuses reliques d'effondrements de toit récents.

L'analyse a montré, comme pour la pile P1, qu'il s'agissait d'un réseau actif par intermittence, en communication avec un réseau principal à l'aval, qui subit des phé-

nomènes de remplissage-vidange depuis l'aval en période de crue. Cette singularité imposait de conserver, après traitement du karst, une continuité hydraulique puisqu'un ruisseau souterrain s'écoulait ponctuellement sous la culée C5 en période pluvieuse.

Figure 5. Sous la culée C5 : zone de terrassement avec 2 cavités karstiques 'à gauche). Mise en œuvre de la conduite Φ1000 en fond de terrassement (à droite)

4.3.2. Adaptation du mode de traitement des anomalies karstiques

Les caractéristiques complexes de ce karst obligeaient à prendre en compte pour le choix de la ou des solutions de traitement :

- ✓ Une géométrie de l'anomalie certainement pas totalement identifiée,
- ✓ Un risque important de vidange des remplissages argileux,
- ✓ Un risque de poursuite des effondrements reconnus sous la culée,
- ✓ Les circulations hydrauliques observées dans le réseau karstique sous la culée.

Dans ces conditions, les solutions de traitement initialement prévues au marché (jet grouting, injection de mortier, clavage au coulis) n'étaient plus applicables car, au-delà d'un aspect de faisabilité, elles ne pouvaient garantir la stabilité et la sécurité à long terme du bloc technique.

Le maître d'œuvre, SETEC-TERRASOL, a donc proposé une solution par terrassement en grande masse de la zone pour un volume de 35 000 m^3 (Figure 5), la construction d'un ouvrage hydraulique (Φ1000) en fond de terrassement avant remblaiement et la mise en place des fondations profondes initialement prévues qui restaient nécessaires pour la reprise des efforts horizontaux de point fixe du viaduc.

La mise en œuvre de cette solution s'est faite dans des délais compatibles avec le planning de construction de l'ouvrage sans rencontrer de difficultés particulières.

5. Conclusion

La mise en sécurité totale de la ligne à Grande Vitesse impose de traiter toutes les cavités et anomalies karstiques susceptibles d'interférer avec l'ouvrage. Sur le site du viaduc du Pertuis, lLa variété des typologies karstiques identifiées en phases études sous les différents appuis de l'ouvrage a conduit le projeteur à adapter, pour chaque appui, les modes de fondations et les traitements associés. Ainsi, l'anticipation, en phase Projet, d'un niveau d'aléa karstique élevé et l'intégration dans le marché de travaux de moyens de prospection et de traitement variés ont permis d'adapter les dispositions constructives, en phase travaux, aux conditions géotechniques réelles et aux risques identifiés avec un impact limité sur les délais de l'opération et une garantie d'un niveau de sécurité très élevé pour l'ouvrage.

ÉTUDE FIABILISTE DES FONDATIONS CIRCULAIRES PAR LA MÉTHODE DES SURFACES DE RÉPONSE

RELIABILITY-BASED ANALYSIS OF CIRCULAR FOOTINGS USING RESPONSE SURFACE METHODOLOGY

Mikaël KALFA[1], Dalia YOUSSEF ABDEL MASSIH[2], Abdul-Hamid SOUBRA[1]
1 Université de Nantes, GeM, UMR CNRS 6183, Saint-Nazaire, France
2 CNRS, Bhanes, Liban

RÉSUMÉ – Cet article présente une analyse fiabiliste à l'ELU et à l'ELS d'une fondation circulaire. Les modèles déterministes sont basés sur des simulations numériques utilisant le logiciel *FLAC^{3D}*. Les résultats numériques ont montré que l'hypothèse des variables aléatoires non corrélées est conservatrice par rapport à celle des variables négativement corrélées. La probabilité de ruine de la fondation est très sensible aux coefficients de variation de l'angle de frottement interne et du module d'Young du sol. Le calcul de l'indice de fiabilité du système ELU-ELS est présenté et commenté.

ABSTRACT – A reliability-based analysis of a circular foundation is presented. The deterministic models are based on numerical simulations using *FLAC^{3D}* code. Both the ultimate and the serviceability limit states are considered. It was shown that the assumption of uncorrelated soil parameters is conservative in comparison to the one of negatively correlated variables. The failure probability was highly influenced by the coefficients of variation of the angle of internal friction and the Young modulus of the soil. The computation of the system failure probability involving both ultimate and serviceability limit states was also presented and discussed.

1. Introduction

Les approches traditionnelles dans l'analyse et le dimensionnement de fondations superficielles sont déterministes : on considère les valeurs moyennes des variables d'entrée et les incertitudes les concernant sont intégrées dans les calculs au travers d'un facteur de sécurité global qui est essentiellement un « facteur d'ignorance ». Une approche fiabiliste de l'étude des fondations est plus rationnelle puisque qu'elle permet de considérer l'incertitude inhérente à chaque paramètre. Une telle analyse est aujourd'hui rendue possible par une meilleure connaissance des propriétés statistiques du sol (Phoon et Kulhawy 1999). Dans cet article, une analyse fiabiliste d'une fondation circulaire, reposant en surface sur un sol frottant et cohérent non surchargé et soumise à un chargement vertical centré, est présentée. De précédentes études sur la fiabilité des fondations se sont intéressées soit à l'état limite ultime (ELU) soit à l'état limite de service (ELS) [Fenton et Griffiths, 2003 et Youssef Abdel Massih et al., 2008]. Cet article traite des deux états limites dans l'analyse fiabiliste des fondations. Deux modélisations déterministes basées sur le logiciel en différences finies *FLAC^{3D}* sont utilisées. La première permet de calculer la capacité portante de la fondation et la seconde permet de calculer le déplacement de la fondation dû à une charge de service. La méthodologie des surfaces de réponse est employée. Les variables aléatoires considérées dans l'étude sont les paramètres de cisaillement et les propriétés élastiques du sol. Après une brève description des concepts de base

de la théorie de la fiabilité, les deux modélisations (déterministe et probabiliste) et les résultats fiabilistes correspondants sont présentés et commentés.

2. Concepts de base en fiabilité

L'indice de fiabilité est une mesure de la sûreté de fonctionnement qui prend en compte l'incertitude inhérente aux différentes variables d'entrée. L'indice de fiabilité le plus utilisé est celui de Hasofer-Lind. Sa formulation matricielle est donnée par :

$$\beta_{HL} = \min_{x \in F} \sqrt{(x-\mu)^T C^{-1} (x-\mu)} \quad (1)$$

où x est le vecteur représentant les n variables aléatoires, μ est le vecteur de leur valeur moyenne, C est leur matrice de covariance et F est le domaine de ruine. La minimisation de l'équation (1) est réalisée sous la contrainte $G(x) \le 0$; la surface d'état limite $G(x) = 0$ séparant l'espace des variables aléatoires en deux régions : un domaine de ruine F, représenté par $G(x) \le 0$ et un domaine de sûreté donné par $G(x) > 0$. L'approche classique pour le calcul de l'indice de fiabilité β_{HL} représenté par l'équation (1) consiste à ramener la surface d'état limite dans un espace de variables aléatoires non corrélées, normales, centrées et réduites. Dans ce repère, la distance minimale entre l'origine et la surface d'état limite représente l'indice de fiabilité β_{HL}. A partir de la méthode FORM '*First Order Reliability Method*' et de l'indice de fiabilité de Hasofer-Lind β_{HL}, la probabilité de ruine peut être approchée par $P_f \approx \Phi(-\beta_{HL})$ où $\Phi(\cdot)$ est la fonction de répartition d'une loi normale standard.

3. Modèle déterministe de calcul de la capacité portante et du déplacement d'une fondation circulaire

Dans cette partie, nous proposons de calculer la capacité portante d'une fondation soumise à une charge verticale et le déplacement de cette fondation dû à une charge de service et ce, en utilisant le logiciel en différences finies *FLAC*^{3D}. Dans ce logiciel, un schéma de calcul Lagrangien explicite ainsi qu'une technique de discrétisation mixte sont utilisés. Une option interne de programmation *FISH* permet à l'utilisateur d'ajouter ses propres sous-programmes. Bien qu'une analyse mécanique statique soit requise, les équations du mouvement sont employées dans ce code. La solution d'un problème statique est obtenue en forçant le processus dynamique à s'amortir en incluant des termes qui retirent graduellement de l'énergie cinétique au système. Les contraintes et les déformations sont calculées à plusieurs intervalles de temps (cycles) jusqu'à ce qu'un état d'équilibre statique ou d'écoulement plastique libre soit atteint. La convergence vers cet état peut être contrôlée en se fixant une valeur maximale pour les forces non balancées de tous les nœuds du modèle. La force non balancée d'un nœud représente l'effet de tous les éléments en relation avec ce nœud et des charges appliquées à ce nœud. Un sol aux propriétés aléatoires (*i.e.* modélisées par des variables aléatoires) est étudié dans l'analyse fiabiliste mais les champs de vitesses des calculs déterministes ont une symétrie de révolution. En effet pour une simulation donnée, le sol est homogène ; l'aléa du sol se traduisant par des propriétés différentes d'une simulation à l'autre.

Nous nous intéressons ici à la détermination de la capacité portante d'une fondation circulaire rigide de rayon R = 1 m, reposant sur un sol cohérent et frottant (c,φ) et soumise à un chargement vertical. Etant donné la symétrie de révolution, nous n'avons modélisé qu'un quart de la fondation et du sol sous-jacent, ce dernier ayant pour dimensions un diamètre de 14R et une hauteur de 5R (Figure 1).

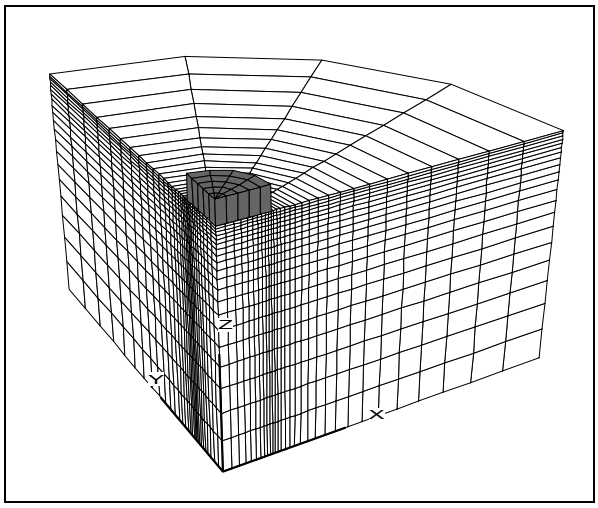


Figure 1. Domaine de sol et maillage utilisé dans *FLAC*^{3D}

Pour modéliser le sol, une loi de comportement élastique parfaitement plastique basée sur le critère de Mohr-Coulomb a été utilisée avec les paramètres suivants pour les propriétés élastiques : $G = 23\,MPa$ et $K = 50\,MPa$ (équivalent à $E = 60\,MPa$ et $\upsilon = 0.3$). Les valeurs des paramètres de cisaillement du sol sont $\varphi = 30°$, $\psi = 20°$ et $c = 20\,kPa$ où ψ est l'angle de dilatance. Le poids volumique du sol est de 18 kN/m^3. La fondation circulaire, de rayon 1 m et de hauteur 0,5 m, est modélisée par un matériau non pesant qui suit une loi de comportement élastique dont les paramètres sont :un module d'Young $E = 25GPa$ et un coefficient de Poisson $\upsilon = 0.4$. Ces valeurs, en comparaison avec celles du sol, sont très grandes et assurent un comportement rigide de la fondation. Il est à noter que les propriétés élastiques du sol et de la fondation ont un effet négligeable sur la charge de rupture. La fondation est liée au sol par des éléments d'interface qui suivent la loi de Coulomb. Nous prenons pour l'interface, un angle de frottement, un angle de dilatance et une cohésion identiques à ceux du sol afin de simuler une interface sol-fondation parfaitement rugueuse. Des coefficients de raideur normale $K_n = 1\,GPa/m$ et de cisaillement $K_s = 1\,GPa/m$ sont donnés à l'interface. Pour le calcul de la charge limite, des contraintes géostatiques sont d'abord appliquées au sol. Ensuite, plusieurs cycles sont lancés afin d'atteindre un état d'équilibre statique. Enfin, les déplacements obtenus sont réinitialisés à zéro pour n'obtenir que les déplacements de la fondation dus au chargement de celle-ci. Dans un second temps, une vitesse de chargement optimale (*i.e.* un déplacement par pas de calcul) de 2,5x10^{-6}m/cycle est appliquée aux nœuds de la fondation. Un certain nombre de cycles est lancé jusqu'à atteindre un état stationnaire d'écoulement plastique dans le sol. Cet état est obtenu lorsque les deux conditions suivantes sont satisfaites : (i) la charge de la fondation devient constante et (ii) les forces non balancées deviennent faibles et constantes lorsque le nombre de cycles augmente. A chaque cycle, la charge de fondation est obtenue en

utilisant une fonction *FISH* qui intègre les contraintes normales de tous les éléments en contact avec la fondation. La valeur de la charge verticale de la fondation à l'état d'écoulement plastique est la charge de rupture.

Pour le calcul du déplacement vertical de la fondation, une loi de comportement élastique parfaitement plastique est de nouveau employée. La même procédure que celle décrite précédemment au sujet des contraintes géostatiques est utilisée ici. Ensuite, une contrainte de service uniforme est appliquée à la base de la fondation. Un certain nombre de cycles est lancé jusqu'à atteindre un état stationnaire d'équilibre statique dans le sol. Cet état est obtenu lorsque les deux conditions suivantes sont satisfaites : (i) le déplacement vertical de la fondation devient constant et (ii) les forces non balancées deviennent faibles et constantes lorsque le nombre de cycles augmente.

4. Analyse fiabiliste des fondations

Deux modes de défaillance sont traités : le premier implique l'ELU et s'intéresse à la capacité portante de la fondation alors que le second concerne l'ELS et s'intéresse au déplacement de service de cette fondation. Les deux modélisations déterministes présentées dans la partie précédente sont utilisées. Les variables aléatoires considérées sont la cohésion, l'angle de frottement interne, le module d'Young et le coefficient de Poisson du sol. Etant donné l'effet relativement faible des propriétés élastiques du sol sur la valeur de la capacité portante, seuls c et φ seront pris en compte lorsque l'on étudiera l'ELU. De la même façon, seul l'aléa sur E et ν sera pris en compte dans l'analyse de l'ELS. Deux fonctions de performance correspondantes aux deux modes de défaillance sont utilisées. La première est définie par rapport au poinçonnement du sol:

$$G_1 = P_u / P_S = F - 1 \tag{2}$$

où P_u est la charge limite, calculée avec *FLAC3D*, P_s est la charge appliquée sur la fondation et F est le facteur de sécurité. La seconde fonction de performance est définie par rapport à un déplacement admissible donné, elle s'écrit :

$$G_2 = u_{\max} - u \tag{3}$$

où u est le déplacement vertical, calculé avec *FLAC3D*, de la fondation soumise à une charge de service P_s et $u_{\max}$ est le déplacement vertical maximal admissible.

La méthode des surfaces de réponse est employée pour trouver une approximation des fonctions de performance non connues analytiquement.

4.1. Méthode des surfaces de réponse

Si la fonction de performance est connue sous une forme analytique, fonction des variables aléatoires, alors l'indice de fiabilité peut être aisément calculé. Le calcul déterministe sous *FLAC3D* ne permettant pas l'obtention d'une forme analytique explicite de la fonction de performance, l'idée est d'approcher cette fonction, par itérations successives, pour calculer l'indice de fiabilité et le point de conception correspondant. L'algorithme de la méthode des surfaces de réponse utilisé ici est celui de Tandjiria et al. (2000). La fonction de performance employée est de type quadratique avec des termes carrés mais sans termes croisés. L'expression de cette fonction approchée est :

$$G(x) = a_0 + \sum_{i=1}^{n} a_i . x_i + \sum_{i=1}^{n} b_i . x_i^{\,2} \qquad (4)$$

où les x_i sont les variables aléatoires, n étant le nombre de ces variables aléatoires et (a_i, b_i) des coefficients à déterminer. Dans cette étude, nous avons considéré deux variables aléatoires pour chaque état limite (*i.e.* n=2). Ces variables aléatoires sont caractérisées par leur moyenne μ_i et leur écarts-type σ_i (ou coefficient de variation). Un bref descriptif de l'algorithme utilisé est présenté ci-dessous :

1. Calcul de $G(x)$ au point μ de coordonnées (μ_1,.., μ_n) ainsi qu'aux 2n points situés à $\mu_i \pm k\sigma_i$. Dans cette étude, $k = 1$ et n=2, *i.e.* les 5 points sont : { (μ_1, μ_2) ; (μ_1 - σ_1, μ_2) ; (μ_1 + σ_1, μ_2) ; (μ_1, μ_2 - σ_2,) ; (μ_1, μ_2 + σ_2,) }.

2. Les 2n+1 valeurs de $G(x)$ obtenues à l'étape précédente (cinq dans notre cas) servent à résoudre l'équation (4) pour obtenir les coefficients (a_i, b_i). Ceci permet de trouver une approximation de la surface de réponse ;

3. Un indice de fiabilité β_{HL} et un point de conception sont obtenus par minimisation de l'équation (1) en utilisant la fonction de performance calculée à l'étape précédente ;

4. Les étapes (1 à 3) constituent une itération. Plusieurs itérations sont répétées jusqu'à convergence. Chaque fois que l'étape 1 est reprise, les μ_i doivent être remplacés par les nouvelles coordonnées du point de conception obtenues à l'étape 3 et les 2n nouveaux points $\mu_i \pm k\sigma_i$ entourent alors ce point de conception.

La détermination de l'indice de fiabilité de Hasofer-Lind nécessite (i) de trouver les coefficients (a_i, b_i) des surfaces de réponse successives grâce à la résolution de l'équation (4) pour les 2n+1 points étudiés et (ii) la minimisation de l'indice de fiabilité sous la contrainte $G(x) \le 0$. Ces deux opérations sont réalisées avec l'outil d'optimisation du logiciel Matlab. Les itérations sont poursuivies jusqu'à convergence de l'indice de fiabilité. Le critère de convergence est atteint lorsque l'écart entre les valeurs de l'indice de fiabilité de deux itérations successives est plus petit que 10^{-2}. Il est à noter que la détermination des valeurs de la fonction de performance aux 2n+1 points étudiés se fait en utilisant des calculs déterministes sous *FLAC^{3D}*. Les résultats de ces calculs constituent les paramètres d'entrée dans le calcul des coefficients (a_i, b_i) de la surface de réponse approchée par Matlab. Or, pour avoir les valeurs de la fonction de performance aux 2n+1 points étudiés, il nous faut connaître les coordonnées du point de conception qui sont obtenues avec une procédure de minimisation sous Matlab. Par conséquent, il a fallu mettre en liaison *FLAC^{3D}* et Matlab (avec des fichiers textes et des commandes *FISH*) pour permettre un échange de données, dans les deux sens, nécessaire à l'automatisation de l'algorithme itératif de calcul de l'indice de fiabilité de Hasofer-Lind.

5. Résultats numériques

Pour l'ELU, les valeurs choisies pour les moments statistiques des paramètres de cisaillement du sol et de leur coefficient de corrélation $\rho_{c,\varphi}$ sont comme suit : $\mu_c = 20\,kPa$, $\mu_\varphi = 30^\circ$, $CV_c = 20\%$, $CV_\varphi = 10\%$ et $\rho_{c,\varphi} = -0.5$. Pour la distribution de probabilité des variables aléatoires, on suppose que c suit une loi lognormale et que φ est borné et suit une loi Béta (Fenton et Griffiths 2003). Les paramètres de cette loi Béta ont été déterminés à partir de la valeur moyenne et de l'écart-type de

φ. Il convient de préciser que les propriétés élastiques du sol, considérées comme déterministes pour l'ELU, n'ont aucun effet sur la valeur de la capacité portante. Des valeurs plus grandes de ces paramètres (*i.e.* G = 100MPa et K = 200MPa) ont été testées. Aucun changement n'a été observé sur la valeur de la capacité portante. En revanche une réduction, de 50%, du nombre de cycles nécessaire pour atteindre la rupture a été observée (*i.e.* une réduction de moitié du temps de calcul). Par conséquent, ces valeurs seront utilisées dans tous les calculs à l'ELU à venir. Le temps de calcul nécessaire pour chaque simulation a été d'environ 40 minutes sur un ordinateur doté d'un processeur Centrino 2 GHz.

Pour l'ELS, des sols avec des petits modules d'Young ont été utilisés. Dans ces sols, la variabilité des caractéristiques de compressibilité est très large. Nous avons utilisé une loi lognormale pour E avec une valeur moyenne de 60 MPa et un coefficient de variation de 15 %. En ce qui concerne le coefficient de Poisson, ν est décrit par une loi lognormale de moyenne égale à 0,3 et dont le coefficient de variation est égal à 5 %. Pour la valeur du coefficient de corrélation de ces deux paramètres, nous avons traité les cas de propriétés élastiques du sol non corrélées et corrélées avec $\rho_{E,\upsilon} = -0.5$. Le déplacement admissible adopté pour cet article est u_{max} = 0,1 m. Le temps de calcul nécessaire pour chaque simulation a été d'environ 30 minutes sur un ordinateur doté d'un processeur Centrino 2 GHz.

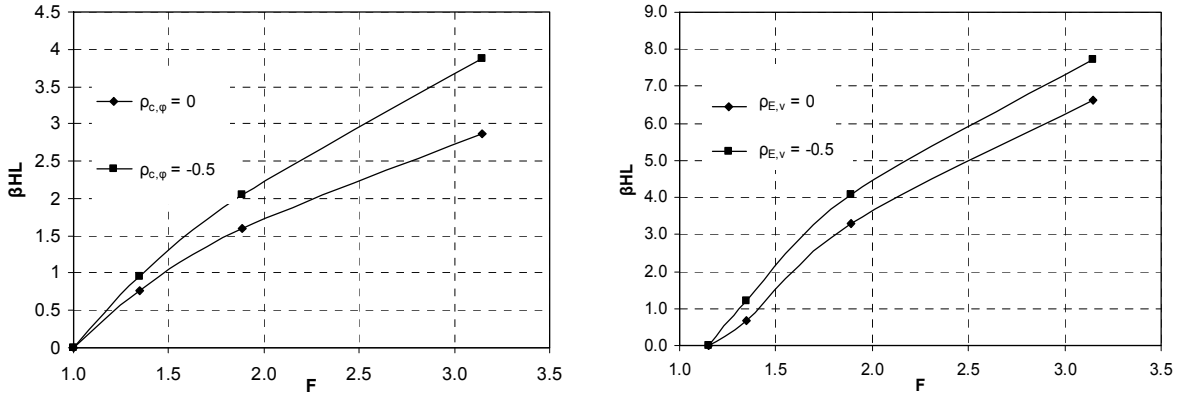
5.1. Indice de fiabilité

Les figures 2 (a et b) présentent l'indice de fiabilité de Hasofer-Lind en fonction du facteur de sécurité $F=P_u/P_s$ et ce, respectivement pour l'ELU et l'ELS où P_u est la charge qui amène à la rupture du sol par poinçonnement. Il est à remarquer qu'à l'ELS, la charge aboutissant à la défaillance est celle correspondant à un déplacement maximal de 0,1 m. La contrainte de service utilisée à l'ELS est égale 1640 kN/m^2. Des variables corrélées et non corrélées ont été étudiées. On observe que l'indice de fiabilité augmente lorsque le facteur de sécurité augmente. L'indice de fiabilité correspondant à des variables non corrélées est plus petit que celui de variables corrélées. On peut déduire que l'hypothèse de non corrélation entre paramètres du sol est plus sécuritaire par rapport à celle des variables corrélées. A titre d'exemple, pour un facteur de sécurité de 3,15, l'indice de fiabilité à l'ELU augmente de 35% si les variables c et φ sont considérées négativement corrélées. En comparant les figures (2a) et (2b), nous remarquons que pour des valeurs du facteur de sécurité proches de 3 (*i.e.* valeurs usuelles), l'indice de fiabilité de l'ELU est significativement plus petit que celui de l'ELS. Pour de grandes valeurs du facteur de sécurité, l'ELU est donc prédominant et contribuera le plus dans la détermination de la probabilité de ruine du système (*cf.* § 5.3). La différence entre les indices de fiabilité des deux états limites devient plus petite pour des valeurs du facteur de sécurité plus petites. Par conséquent, lorsque le facteur de sécurité décroît, les deux états limites contribuent approximativement de la même façon au calcul de la probabilité de ruine du système (*cf.* § 5.3).

5.2. Sensibilité de la probabilité de ruine à la variabilité des propriétés du sol

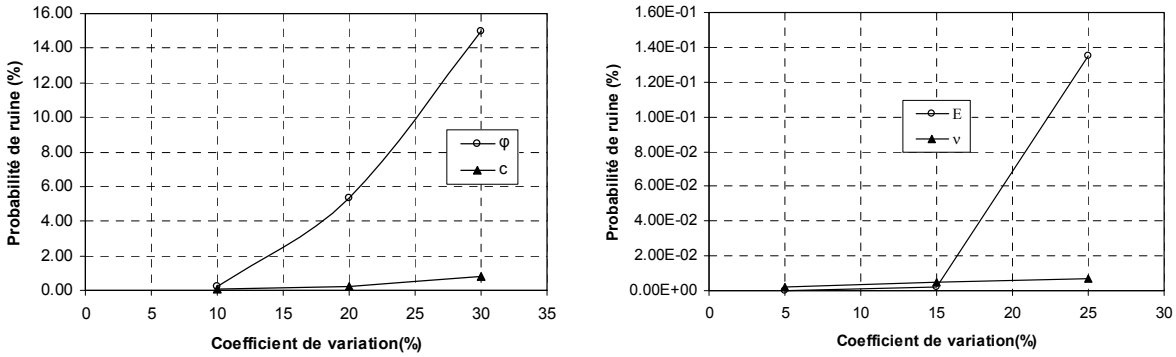
Les figures 3(a et b) montrent la probabilité de ruine en fonction des coefficients de variation des paramètres du sol pour l'ELU (Figure 3a) et l'ELS (Figure 3b) pour des variables négativement corrélées. La valeur du facteur de sécurité est égale à 3,15 pour l'ELU alors que la contrainte verticale de service adoptée à l'ELS est égale

à 1000 kN/m^2. Pour chaque courbe, le coefficient de variation d'un des paramètres est maintenu constant alors que l'on fait varier le coefficient de variation du second.



(a) (b)

Figure 2. Indice de fiabilité en fonction du facteur de sécurité $F=P_u/P_s$ a) à l'ELU et b) à l'ELS



(a) (b)

Figure 3. Effet de la variabilité a) des propriétés de cisaillement c et φ et b) des propriétés élastiques, sur la probabilité de ruine

Les résultats montrent que la probabilité de ruine est très influencée par les coefficients de variation de l'angle de frottement interne à l'ELU et le module d'Young à l'ELS. Plus la dispersion de φ et E est grande, plus est grande la probabilité de ruine de la fondation. Ceci signifie que la détermination précise de la distribution de ces paramètres est très importante pour l'obtention de résultats probabilistes fiables. En revanche les coefficients de variation de c et ν n'affectent pas significativement la probabilité de ruine.

5.3. Probabilité de ruine du système ELU-ELS

La probabilité de ruine du système impliquant l'ELS et l'ELU est donnée par :

$$P_{f_{sys}} = P_f(U \cup S) = P_f(U) + P_f(S) - P_f(U \cap S) \quad (5)$$

où $P_f(U)$ est la probabilité de ruine à l'ELU, $P_f(S)$ la probabilité de ruine à l'ELS et $P_f(U \cap S)$ la probabilité de ruine sous les deux états limites. Le tableau (1) présente l'indice de fiabilité de l'ELU et de l'ELS (pour des variables corrélées et non corrélées) et celui système ELU-ELS et ce, pour différentes valeurs du facteur de sécurité défini vis-à-vis de la rupture par poinçonnement du sol. Pour le système ELU-ELS, quatre cas sont présentés : ce sont les combinaisons de paramètres de cisaillement

corrélés et non corrélés avec des propriétés élastiques du sol corrélées et non corrélées. Ce tableau présente aussi l'indice de fiabilité de l'ELU et de l'ELS pour les quatre combinaisons de corrélation.

Tableau 1. Indice de fiabilité de l'ELU, de l'ELS et du système ELU-ELS pour différentes valeurs du facteur de sécurité $F=P_u/P_s$

$P_s = P_u/P_s$	β_{sys} ELU		β_{sys} ELS		βsys ELS$\cup$ ELU			
	$\rho_{c,\varphi} = 0$	$\rho_{c,\varphi} = -0,5$	$\rho_{E,v} = 0$	$\rho_{E,v} = -0,5$	$\rho_{c,\varphi} = 0$ $\rho_{E,v} = 0$	$\rho_{c,\varphi} = -0,5$ $\rho_{E,v} = -0,5$	$\rho_{c,\varphi} = -0,5$ $\rho_{E,v} = 0$	$\rho_{c,\varphi} = 0$ $\rho_{E,v} = -0,5$
3,15	2,87	3,88	6,64	7,73	2,87	3,88	3,88	2,87
1,89	1,59	2,05	3,3	4,09	1,59	2,05	2,04	1,59
1,35	0,77	0,95	0,67	1,19	0,21	0,62	0,31	0,49

Pour la fiabilité du système, l'hypothèse de paramètres non corrélés est conservative en comparaison à celle de variables corrélées. Pour des valeurs du facteur de sécurité proches de 3 (valeurs usuelles) pour lesquelles l'ELU s'est révélé prédominant, l'indice de fiabilité du système a été trouvé égal à celui de l'ELU (*cf.* Tableau 1). Quand le facteur de sécurité décroît, la fiabilité du système dépend des deux états limites et l'on a trouvé un indice de fiabilité plus faible que celui correspondant à un unique état limite (*cf.* Tableau 1). On en conclut que les deux états limites doivent être pris en compte dans l'analyse fiabiliste de fondations pour de petites valeurs du facteur de sécurité.

6. Conclusion

L'analyse fiabiliste à l'ELU et à l'ELS d'une fondation circulaire a été effectuée avec la méthodologie des surfaces de réponse. L'hypothèse de paramètres non corrélés s'est révélée plus conservative en comparaison avec celle de variables corrélées. La probabilité de ruine est apparue très influencée par les incertitudes de l'angle de frottement interne et du module d'Young du sol. Pour des valeurs du facteur de sécurité proches de 3 (*i.e.* valeurs usuelles), l'ELU s'est révélé prédominant. Par conséquent, la fiabilité du système pour ces cas a été trouvée égale à celle de l'ELU. Pour des valeurs plus petites du facteur de sécurité, la fiabilité du système dépend des deux états limites et un indice de fiabilité plus petit que celui correspondant à un seul des états limites a été trouvé. Les deux états limites doivent donc être pris en compte dans l'analyse fiabiliste de fondations pour de faibles valeurs du facteur de sécurité.

7. Références bibliographiques

Fenton, G.A., Griffiths, D.V. 2003. Bearing capacity prediction of spatially random c-φ soils. Can. Geotech. J., 40:54-65.

Phoon, K.-K., Kulhawy, F.H. 1999. Evaluation of geotechnical property variability. Can. Geotech. J., 36:625-639.

Tandjiria, V., Teh, C.I., Low, B.K. 2000. Reliability analysis of laterally loaded piles using response surface methods. Structural Safety, 22:335-355.

Youssef Abdel Massih, D.S., Soubra, A.-H., Low, B.K. 2008. Reliability-based analysis and design of strip footings against bearing capacity failure. J. of Geotech. & Geoenv. Engrg., ASCE, Vol. 134, N° 7, in press.

CAPACITÉ PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES DE FORME CIRCULAIRE

BEARING CAPACITY OF SHALLOW CIRCULAR FOOTINGS

Mikaël KALFA[1], Dalia YOUSSEF ABDEL MASSIH[2], Abdul-Hamid SOUBRA[1]
1 Université de Nantes, GeM, UMR CNRS 6183, Saint-Nazaire, France
2 CNRS, Bhanes, Liban

RÉSUMÉ – L'objet de cette communication concerne le calcul de la portance d'une fondation superficielle de forme circulaire soumise à un chargement vertical ou incliné par des simulations numériques utilisant le logiciel de différences finies *FLAC*^{3D}. Les résultats numériques en termes de charges de rupture et de distributions de contraintes normales et tangentielles à l'interface sol-fondation, sont présentés et commentés.

ABSTRACT – The aim of this paper is the computation of the failure loads of a shallow circular footing subjected to a vertical or inclined loading using the finite difference code *FLAC*^{3D}. The numerical results (limit loads and normal and shear contact stresses at the soil-footing interface) are presented and discussed.

1. Introduction

Le problème de la capacité portante d'une fondation filante a été largement étudié dans la littérature par des approches théoriques ou numériques. En revanche, pour les fondations circulaires, les modélisations numériques sont récentes et les ingénieurs géotechniciens utilisent des coefficients empiriques préconisés par les différentes réglementations. Dans cette communication, des simulations numériques des charges de rupture d'une fondation de forme circulaire, soumise à un chargement vertical ou incliné, sont réalisées avec le logiciel de différences finies *FLAC*^{3D}. Les simulations numériques adoptées et les résultats numériques correspondants seront successivement présentés.

2. Simulations numériques

Cette partie s'intéresse à la modélisation des charges de rupture d'une fondation rigide et rugueuse de forme circulaire de diamètre $D = 2\,m$ reposant sur un sol (c, φ) et ce, par des simulations numériques utilisant le logiciel *FLAC*^{3D} (Fast Lagrangian Analysis of Continua). C'est un code en trois dimensions dans lequel un schéma de calcul Lagrangien ainsi qu'une technique de discrétisation mixte sont utilisés. Bien qu'une analyse mécanique statique (*i.e.* non dynamique) soit requise, les équations du mouvement sont employées dans ce code. La solution pour un problème statique est obtenue en forçant le processus dynamique à s'amortir en incluant des termes qui retirent graduellement de l'énergie cinétique au système. Dans ce code, les contraintes et les déformations sont calculées à plusieurs intervalles de temps (appelés dans la suite cycles) jusqu'à ce qu'un état d'équilibre statique ou d'écoulement

plastique libre soit atteint. La convergence vers cet état peut être contrôlée en se fixant une valeur maximale pour les forces non équilibrées de tous les nœuds du modèle. La force non équilibrée d'un nœud représente l'effet de tous les éléments en relation avec ce nœud et des charges appliquées à ce nœud.

2.1. Chargement vertical

Etant donné la symétrie de révolution, nous n'avons modélisé qu'un quart de la fondation et du sol sous-jacent, ce dernier ayant pour dimensions un diamètre de 7D et une hauteur de 2,5D. Les extrémités du domaine de sol (le bas et la face extérieure) sont suffisamment éloignées de la fondation et ne perturbent pas la masse de sol en mouvement (*i.e.* le champ de vitesses) dans toutes les configurations de sol étudiées. Le maillage utilisé n'est pas uniforme et se compose de 2420 zones (Figure 1). La région du sol située sous la fondation a été divisée horizontalement en quatre secteurs angulaires, de 22,5 degrés chacun, et en 10 anneaux dont la taille se resserre au fur et à mesure que l'on s'éloigne du centre et que l'on s'approche des bords de la fondation où se développent de forts gradients de contraintes. Au-delà de la fondation, la division horizontale en quatre secteurs identiques est conservée alors que l'on utilise 20 anneaux dont la taille augmente graduellement lorsque l'on s'éloigne de la fondation. Verticalement, le sol est divisé en 20 couches dont la hauteur décroît en allant de la frontière basse du domaine jusqu'à la surface du sol. Quant à la fondation, elle est divisée dans le plan horizontal en quatre secteurs angulaires identiques et cinq anneaux de même taille et verticalement en une unique couche. Les nœuds de l'interface sont ceux du sol. Chaque quadrilatère de l'interface est automatiquement divisé par *FLAC*^{3D} en deux éléments triangulaires.

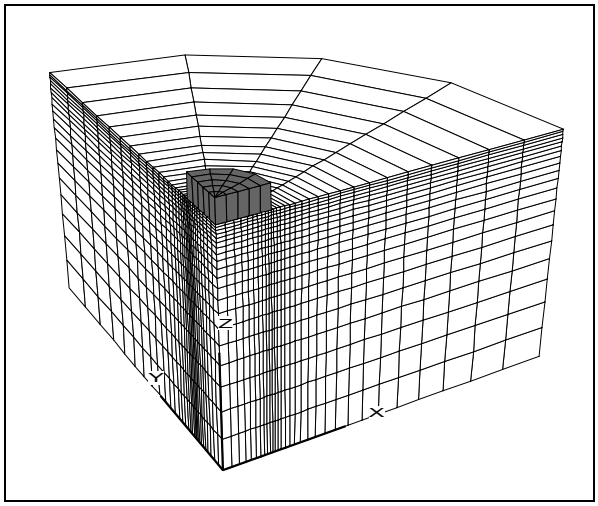


Figure 1. Domaine de sol et maillage utilisé dans *FLAC*^{3D}

Pour les conditions aux limites dans le cas d'un chargement vertical (Figure 1), nous avons bloqué tous les mouvements de la frontière basse du domaine de sol et les mouvements horizontaux selon les directions X et Y pour les points de la face extérieure du « cylindre de sol ». Au niveau des deux plans verticaux de symétrie, les mouvements sont bloqués dans la direction perpendiculaire à ces plans.

Pour modéliser le sol, une loi de comportement élastique parfaitement plastique basée sur le critère de Mohr-Coulomb a été utilisée avec les paramètres suivants pour les propriétés élastiques : G = 100 MPa et K = 200 MPa (équivalent à E =

257 MPa et ν = 0,3). Les valeurs des paramètres de cisaillement du sol sont données dans les paragraphes suivants. La fondation circulaire, de diamètre 2 m et de hauteur 0,5 m, est modélisée par un matériau non pesant qui suit une loi de comportement élastique dont les paramètres sont : un module d'Young E = 25 GPa et un coefficient de Poisson ν = 0,4. Ces valeurs, en comparaison avec celles du sol, sont très grandes et assurent un comportement rigide de la fondation. Il est à noter que les propriétés élastiques du sol et de la fondation ont un effet négligeable sur la valeur de la charge de rupture. La fondation est liée au sol via des éléments d'interface qui suivent la loi de Coulomb. On considère pour l'interface, un angle de frottement, un angle de dilatance et une cohésion identiques à ceux du sol afin de simuler une interface sol-fondation parfaitement rugueuse. Des coefficients de raideur normale $K_n = 1\,GPa/m$ et de cisaillement $K_s = 1\,GPa/m$ sont donnés à l'interface. Ces paramètres ont très peu d'incidence sur la charge de ruine.

Pour la simulation de la charge limite verticale, une méthode de pilotage en déplacements est utilisée. Dans cette méthode, après avoir appliqué des contraintes géostatiques, une vitesse verticale descendante (*i.e.* un déplacement par pas de calcul ou par cycle) est appliquée aux nœuds de la fondation. L'amortissement graduel de l'énergie cinétique est réalisé en effectuant un certain nombre de cycles jusqu'à atteindre un état stationnaire d'écoulement plastique dans le sol. Cet état est obtenu lorsque les deux conditions suivantes sont satisfaites : (i) l'augmentation du nombre de cycles ne modifie plus la valeur de la charge de la fondation et (ii) les forces non équilibrées deviennent faibles et constantes. Le nombre de cycles nécessaire pour atteindre cet état stationnaire dépend de la valeur de la vitesse appliquée. A chaque cycle, la charge de fondation est obtenue en utilisant une fonction *FISH* (option interne de programmation de *FLAC*^{3D}) qui intègre les contraintes normales de tous les éléments en contact avec la fondation. La valeur de la charge verticale de la fondation à l'état d'écoulement plastique est la charge de rupture. Notons qu'un maillage plus dense a été testé. Il n'améliore (i.e. réduit) la solution de la charge ultime que de moins de 1%. Une vitesse de chargement optimale doit être choisie afin d'atteindre une capacité portante proche de la plus petite (*i.e.* la plus critique correspondant à une très faible vitesse) en un temps de calcul raisonnable. Plusieurs essais ont été réalisés. Nous avons remarqué que tant que le sol présentait une cohésion, une vitesse de 10^{-7} m/cycle convenait à notre étude puisqu'elle permettait d'avoir une solution très proche de celle obtenue avec une vitesse plus faible (10 fois plus petite). En revanche, pour les sols purement pulvérulents, une vitesse plus faible de 10^{-8} m/cycle était nécessaire, surtout pour des valeurs de l'angle de frottement interne inférieures à 30 degrés. Au-delà de 30 degrés, une vitesse de 10^{-7} m/cycle aboutissait à des résultats acceptables en comparaison de celle de 10^{-8} m/cycle.

2.2. Chargement incliné

En raison de l'absence de symétrie du chargement incliné, une moitié du domaine entier de sol de diamètre 7D et de hauteur 2,5D est considérée dans cette partie. La procédure de simulation numérique utilisée pour le calcul d'un point du diagramme (H, V) d'interaction (où H et V sont les charges ultimes horizontale et verticale) peut être résumée de la façon suivante : tout d'abord, une charge verticale centrée (plus petite que la charge de ruine en chargement vertical) est appliquée à la fondation via une répartition uniforme des contraintes σ_{zz} et ce, sur les nœuds situés à la base de la fondation. Un amortissement de l'énergie cinétique du système est ensuite réalisé en effectuant un certain nombre de cycles jusqu'à ce qu'apparaisse un état station-

naire d'équilibre statique dans le sol. Dans un second temps, on effectue un pilotage en déplacements par le biais d'une vitesse horizontale appliquée aux nœuds situés à la base de la fondation. De nouveau, un amortissement de l'énergie cinétique est réalisé jusqu'à cette fois-ci atteindre un état stationnaire d'écoulement plastique dans le sol. A chaque cycle, la charge horizontale de la fondation est obtenue par l'utilisation d'une fonction *FISH* qui intègre les contraintes de cisaillement de l'ensemble des éléments en contact avec la fondation. La valeur de la charge horizontale à l'état stationnaire d'écoulement plastique correspond à la charge ultime horizontale qui amène à la rupture. Il a été montré que d'autres chemins de chargement aboutissaient aux mêmes charges limites.

3. Résultats numériques

Comme la plupart des méthodes employées pour calculer la capacité portante considèrent (souvent implicitement) une loi d'écoulement associée, les calculs ont été réalisés pour des angles de dilatance égaux aux angles de frottement interne afin de pouvoir comparer nos résultats à ceux d'autres auteurs.

3.1. Chargement vertical

La figure (2) présente les coefficients de portance N_γ et N_c obtenus avec *FLAC*^{3D} et ceux donnés par d'autres auteurs.

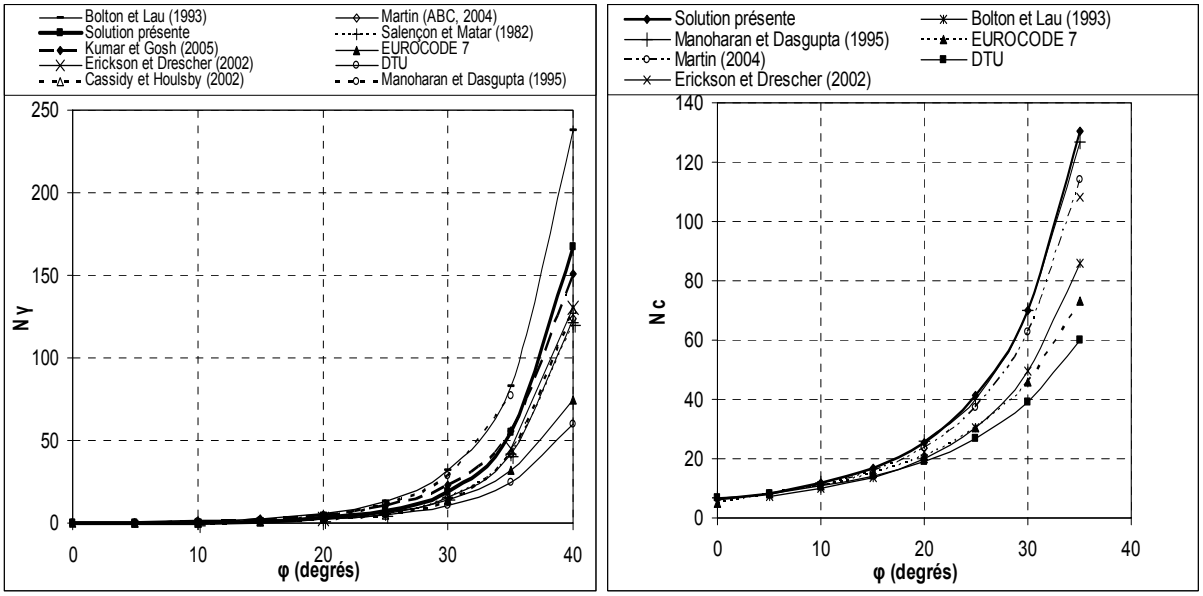


Figure 2. Comparaison des coefficients N_γ et N_c obtenus avec ceux d'autres auteurs

Pour N_γ, les valeurs trouvées concordent assez bien avec celles proposées par Kumar et Ghosh (2005) qui ont utilisé la méthode des caractéristiques des contraintes. Les résultats de Bolton et Lau (1993) sont plus grands que les nôtres de plus de 40% pour des fortes valeurs de l'angle de frottement interne. En revanche, les résultats de Salençon et Matar (1982), Erickson et Drescher (2002), Cassidy et Houlsby (2002) et Martin (2004) sont plus petits que les nôtres d'environ 35 %. L'Eurocode 7 et le DTU se distinguent par le caractère conservateur des valeurs préconisées au vu des résultats de tous les auteurs cités.

Pour le coefficient N_c, les valeurs trouvées sont en assez bonne concordance avec celles proposées par Manoharan et Dasgupta (1995), Erickson et Drescher (2002) et Martin (2004). Bolton et Lau (1993) aboutissent à des valeurs sous-estimées par rapport à celles des auteurs précédemment cités car ils ne prennent pas en compte la rugosité de la fondation. Quant aux valeurs proposées par les règlements, elles sont largement conservatrices en comparaison des différents résultats précités.

3.2. Chargement incliné

Les figures (3) et (4) présentent les diagrammes d'interaction obtenus avec *FLAC^{3D}* pour les deux configurations de sol suivantes : [(i) sol non pesant, frottant et cohérent avec φ = ψ = 30 degrés et c = 20 kPa et (ii) sol pesant et purement pulvérulent avec φ = ψ = 30 degrés et γ = 18 kN/m^3].

Pour un sol non pesant, frottant et cohérent, les règlements de calcul sous-estiment largement la portance pour les inclinaisons faibles (Figure 3). En revanche pour les fortes inclinaisons, elle est surestimée par le DTU. Dans le cas d'un sol purement pulvérulent, les règlements de calcul sous-estiment toujours les charges limites (Figure 4).

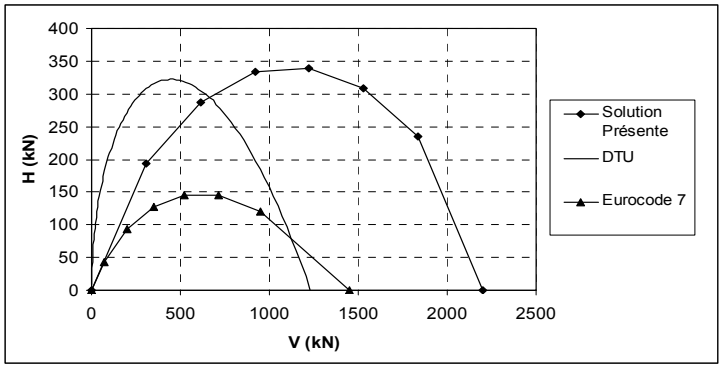


Figure 3. Diagramme d'interaction dans le plan (H, V) d'un sol non pesant, frottant et cohérent (φ = 30 degrés et c = 20 kPa)

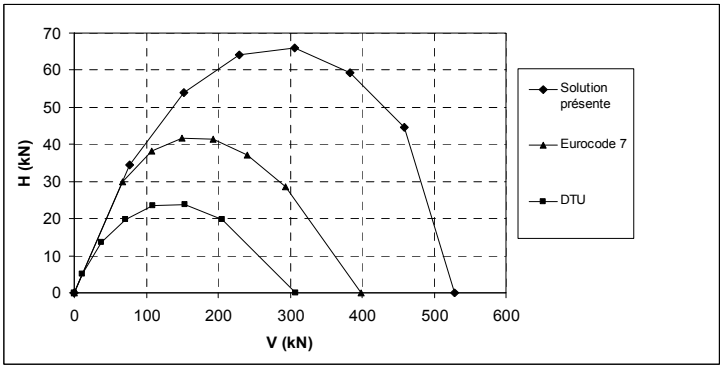


Figure 4. Diagramme d'interaction dans le plan (H, V) d'un sol purement pulvérulent (φ = 30 degrés et γ = 18 kN/m^3)

Contrairement au cas d'un chargement vertical centré, où les distributions de contraintes normales et tangentielles le long de différents diamètres de la fondation sont identiques, on observe une évolution progressive du diagramme de contraintes

d'un diamètre à un autre. Les figures (5 à 8) présentent les distributions de contraintes normales (σ_n) et tangentielles (τ) pour les deux configurations de sol étudiées dans cette communication. Pour chaque type de sol, on peut observer la distribution de ces contraintes pour différentes valeurs de la contrainte verticale σ_{zz} (*i.e.* pour différentes inclinaisons de chargement) et le long de deux différentes positions du diamètre (dans la direction du chargement ''section X-X'' et dans la direction orthogonale au chargement ''section Y-Y'').

Pour le sol non pesant, frottant et cohérent, excepté aux extrémités de la fondation qui sont des points singuliers, une quasi uniformité de la distribution des contraintes normales est observée (Figure 5). Pour la distribution des contraintes tangentielles, on remarque des valeurs positives et négatives de la contrainte sur la section X-X (direction de chargement) pour de grandes valeurs de la contrainte verticale appliquée σ_{zz} (Figure 6). Cependant, pour de faibles valeurs de la contrainte σ_{zz} correspondant à de fortes valeurs de la contrainte horizontale, les contraintes tangentielles deviennent toutes négatives et ce, afin de s'opposer au chargement horizontal appliqué. Pour la section Y-Y, ces contraintes sont toujours négatives et s'opposent au chargement.

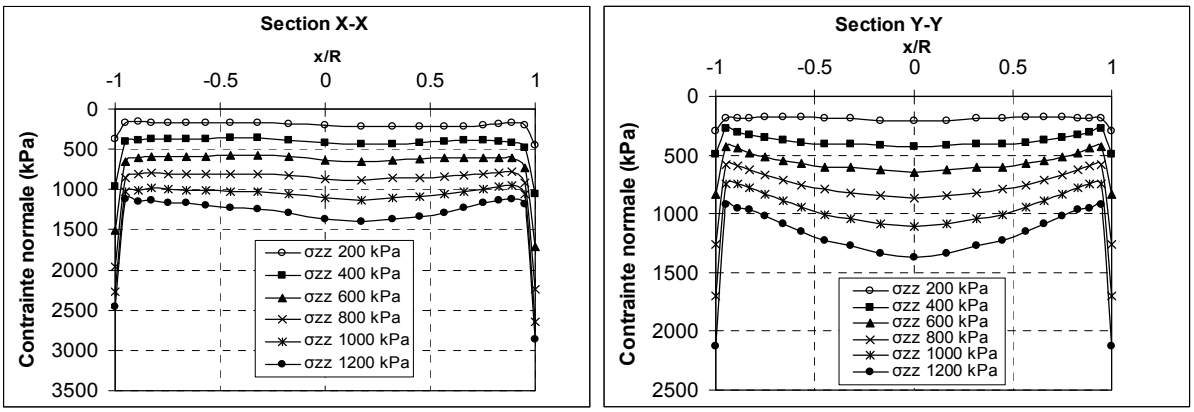


Figure 5. Distribution des contraintes normales (σ_n) suivant X-X et Y-Y – Sol non pesant, frottant et cohérent

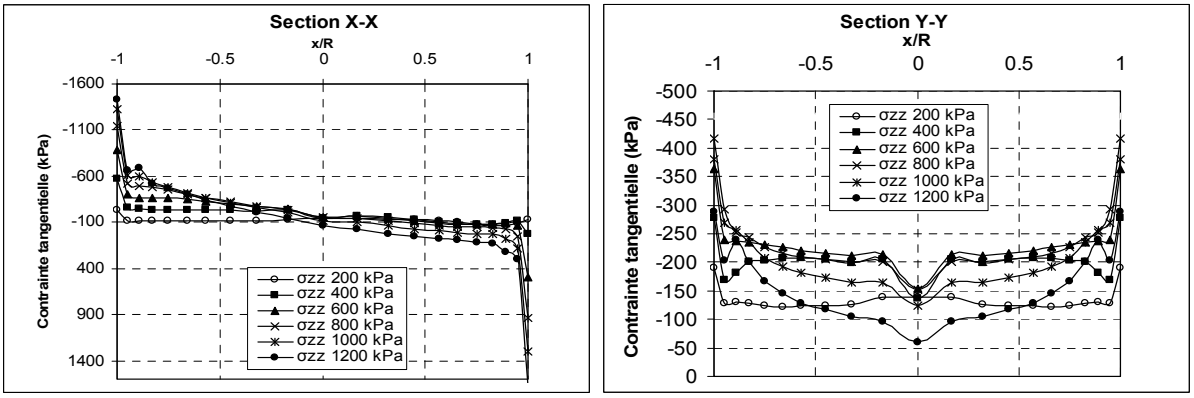


Figure 6. Distribution des contraintes tangentielles (τ) suivant X-X et Y-Y – Sol non pesant, frottant et cohérent

En ce qui concerne le sable, nous avons observé une distribution de contraintes normales quasi-uniforme près du centre de la fondation et qui tend vers zéro à ses extrémités (Figure 7). Quant à la distribution de contraintes tangentielles, des valeurs

positives et négatives sont observées pour des charges verticales élevées (Figure 8) mais pour des petites valeurs, les contraintes tangentielles deviennent principalement négatives pour s'opposer à la charge horizontale. Comme dans le cas des contraintes normales, les contraintes tangentielles tendent vers zéro aux extrémités de la fondation.

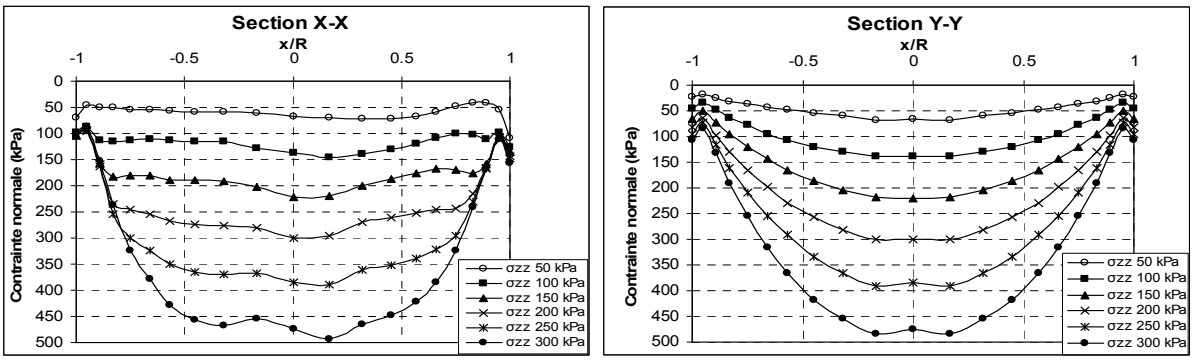


Figure 7. Distribution des contraintes normales (σ_n) suivant X-X et Y-Y – Sol purement pulvérulent

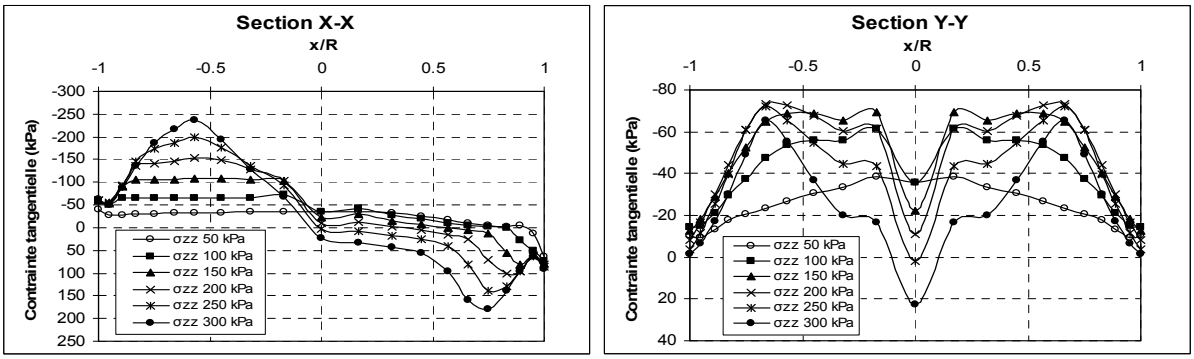


Figure 8. Distribution des contraintes tangentielles (τ) suivant X-X et Y-Y – Sol purement pulvérulent

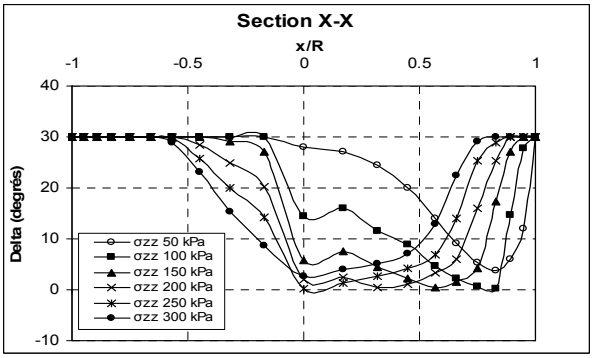


Figure 9. Angle de frottement mobilisé à l'interface sol-fondation sur la section X-X dans le cas d'un sable

La distribution de l'angle de frottement δ mobilisé le long de l'interface sol-fondation, où $\delta = \arctan\left(|\tau|/\sigma_n\right)$, est donnée dans la figure (9). Cette figure fait appa-

raître un angle mobilisé égal à l'angle de frottement interne (*i.e.* $\delta = \varphi = 30 \deg rés$) sur une certaine distance de l'interface, près des bords de la fondation. C'est la distance sur laquelle a lieu le glissement.

4. Conclusions

Des simulations numériques pour déterminer la capacité portante d'une fondation superficielle de forme circulaire soumise à un chargement vertical ou incliné ont été réalisées avec le logiciel *FLAC*^{3D}. Une méthode par pilotage en déplacements a été utilisée. Les résultats obtenus ont abouti aux conclusions suivantes :

Pour un chargement vertical, les valeurs de N_γ concordent assez bien avec celles proposées par Kumar et Ghosh (2005) alors que pour N_c, les valeurs trouvées sont proches de celles de Manoharan et Dasgupta (1995). Quant aux valeurs proposées par les règlements de calcul, elles apparaissent largement conservatrices.

Pour un chargement incliné et pour un sol non pesant, le DTU sous-estime la portance pour les inclinaisons faibles et la surestime pour les fortes inclinaisons ; l'Eurocode quant à lui, sous-estime toujours la portance. Pour un sable et dans le cas d'un chargement incliné, le DTU et l'Eurocode sous-estiment toujours la portance. Contrairement au cas d'un chargement vertical centré où les distributions de contraintes normales et tangentielles le long de différents diamètres sont identiques, on observe une évolution progressive du diagramme de contraintes d'un diamètre à un autre. Le long d'un diamètre donné, la distribution des contraintes normales au niveau de l'interface sol-fondation est quasi-uniforme pour le sol non pesant, frottant et cohérent ; elle tend vers zéro aux extrémités de la fondation dans le cas d'un sable. En ce qui concerne la distribution des contraintes tangentielles, on observe des valeurs positives et négatives pour de grandes valeurs de la composante verticale de la charge alors que, pour de faibles valeurs, les contraintes tangentielles deviennent principalement négatives pour s'opposer au chargement horizontal appliqué.

5. Références bibliographiques

Bolton, M.D., Lau, C.K. (1993). Vertical bearing capacity factors for circular and strip footings on Mohr-Coulomb soil. Can. Geotech. J., Vol. 30, 1024-1033.

Cassidy, M.J., Houlsby, G.T. (2002). Vertical bearing capacity factors for conical footings on sand. Géotechnique, Vol. 52, N° 9, 687-692.

DTU 13.12. (1988). Règles pour le calcul des fondations superficielles. Cahiers du CSTB, Paris, AFNOR DTU P 11-711, 28-30.

Erickson, H.L., Drescher, A. (2002). Bearing capacity of circular footings. J. of Geotech. and Geoenv. Engrg., ASCE, Vol. 128, N° 1, 38-43.

Eurocode 7. Calcul géotechnique. XP ENV 1997-1.

Kumar, J., Ghosh, P. (2005). Determination of N_γ for rough circular footing using the method of characteristics, EJGE.

Manoharan N., Dasgupta S.P. (1995). Bearing capacity of surface footings by finite elements. Computers & Structures, Vol. 54, N° 4, 563-586.

Martin, C.M. (2004). User guide for ABC - Analysis of Bearing Capacity. Report No. OUEL 2261/03, Department of Engineering Science, University of Oxford.

Salençon, J., Matar, M. (1982). Capacité portante des fondations superficielles circulaires. Journal de Mécanique Théorique et Appliquée, Vol. 1, N° 2, 237-267.

ANALYSE 3D DE LA STABILITE DU FRONT DE TAILLE D'UN TUNNEL CIRCULAIRE PAR UNE APPROCHE FIABILISTE

THREE-DIMENSIONAL FACE STABILITY ANALYSIS OF A CIRCULAR TUNNEL BY A RELIABILITY APPROACH

Guilhem MOLLON[1], Daniel DIAS[2], Abdul-Hamid SOUBRA[3]
1 Doctorant, INSA de Lyon, France
2 Maître de Conférences HDR, INSA de Lyon, France
3 Professeur, Université de Nantes, France

RESUME - L'objectif de cet article est d'étudier la stabilité du front de taille d'un tunnel circulaire pressurisé par une analyse fiabiliste. Seul l'état limite ultime vis-à-vis de l'effondrement du front est étudié. Le modèle déterministe est basé sur un mécanisme de rupture tridimensionnel en analyse limite. Les variables aléatoires considérées sont les paramètres de cisaillement du sol. Les résultats fiabilistes obtenus sont présentés et commentés.

ABSTRACT - The aim of this paper is to study the face stability of a pressurised circular tunnel using a reliability analysis. Only the collapse mode of the ultimate limit state is considered. A limit analysis kinematically admissible collapse mechanism is used. The random variables considered in the analysis are the soil shear strength parameters. The reliability results are presented and discussed.

1. Introduction

La stabilité du front de taille est un élément essentiel lors d'un creusement au bouclier pressurisé. Une pression trop forte peut provoquer un refoulement du sol, tandis qu'une pression trop faible induit l'éboulement du front. On ne s'intéresse dans cette étude qu'à ce dernier type de rupture. L'analyse de la stabilité du front de taille est effectuée ici par une approche fiabiliste permettant la prise en compte des incertitudes inhérentes aux différents paramètres d'entrée. Seul l'état limite ultime vis-à-vis de l'effondrement du front est étudié dans cet article. Le modèle déterministe est basé sur un mécanisme de rupture tridimensionnel dans le cadre de la méthode cinématique de l'analyse limite. Les paramètres incertains considérés dans l'analyse sont les caractéristiques mécaniques du sol. Ils sont modélisés par des variables aléatoires. Après une brève description des concepts de base de la théorie de la fiabilité, la modélisation probabiliste et les résultats numériques correspondants sont présentés et commentés.

2. Concepts de l'analyse fiabiliste

L'analyse fiabiliste consiste à considérer les paramètres incertains d'un problème non plus comme des valeurs déterministes fixées, mais comme des variables aléatoires munies d'une loi de probabilité. Ces variables peuvent suivre des lois normales ou non, et être éventuellement corrélées entre elles. Toute l'analyse fiabiliste considérée dans cet article repose sur le calcul d'une grandeur appelée indice de fiabilité,

qui donne une indication de la sécurité de l'ouvrage en relation avec les aléas sur l'ensemble des paramètres considérés comme incertains (charges, caractéristiques mécaniques…). Plusieurs indices existent, mais on utilise dans cet article celui de Hasofer-Lind (1974), qui présente l'avantage d'être indépendant de la forme de la fonction de performance. Une formulation matricielle de cet indice est donnée par Ditlevsen (1981) :

$$\beta_{HL} = \min_{G<0} \sqrt{(x-\mu)^T C^{-1} (x-\mu)} \qquad (1)$$

Dans cette expression, x représente le vecteur des variables aléatoires considérées, μ représente le vecteur des moyennes de ces variables aléatoires, et C est leur matrice de covariance.

L'analyse fiabiliste nécessite dans un premier temps de déterminer une fonction de performance G, telle que :

- Si G>0 l'ouvrage est en sécurité ;
- Si G<0 l'ouvrage a atteint la ruine ;
- Si G=0 l'ouvrage est à la limite de la ruine.

Dans le cas où on ne considère que deux variables aléatoires (par exemple c et φ), on peut représenter la surface d'état limite G=0 dans le plan d'axes c et φ (cf. figure 3) par l'ensemble des couples (c, φ) pour lesquels l'ouvrage est en état limite de rupture ou de défaillance. La minimisation proposée dans l'équation (1) est effectuée dans cet article dans l'espace physique des variables aléatoires (Low et Tang 1997) et permet d'obtenir l'indice β_{HL}, ainsi que le vecteur x des variables aléatoires correspondant à la plus forte probabilité de ruine compte tenu des moyennes et écarts-type utilisés. Ce vecteur x sera par la suite appelé « point de conception ». Si les variables aléatoires suivent des lois non-normales, il est nécessaire d'appliquer la transformation équivalente normale de Rackwitz-Fiessler, donnant la moyenne μ_n et l'écart type σ_n équivalents normaux pour tout point de la surface d'état limite lors de la procédure de minimisation de l'indice de fiabilité.

Low et Tang (1997) ont montré que la recherche de l'indice de fiabilité β_{HL} revient à chercher le rapport entre la plus petite ellipse de dispersion tangente à la surface d'état limite (appelée ellipse de dispersion critique) et l'ellipse de dispersion unitaire (i.e. correspondant à β_{HL}=1 dans l'équation 1). Quelques exemples d'ellipses de dispersion obtenus dans cet article sont représentés dans la figure 3. On rappelle qu'une ellipse est l'ensemble des points (ici, des couples c,φ) correspondants à une probabilité de ruine donnée (c'est-à-dire à une valeur de β_{HL} fixe). Il existe de nombreuses méthodes dans la littérature permettant de déterminer la probabilité de ruine d'un ouvrage. La méthode FORM (First Order Reliability Method) propose de considérer la courbe d'état limite comme linéaire au voisinage du point de conception, et exprime la probabilité de ruine en fonction de l'indice de fiabilité de la façon suivante, Φ étant la fonction de distribution cumulée d'une loi normale standard :

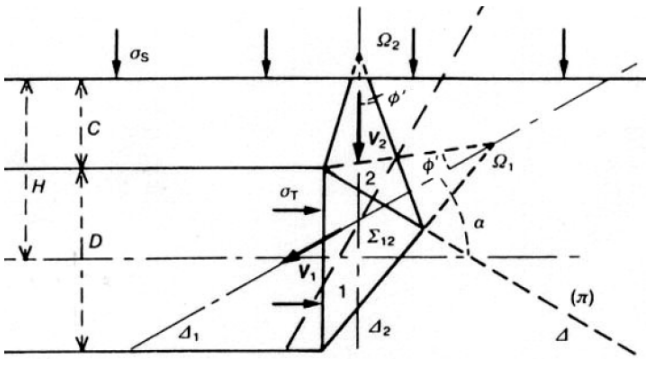
$$P_f \approx \Phi(-\beta_{HL}) \qquad (2)$$

3. Analyse fiabiliste de la stabilité d'un front de taille pressurisé

3.1. Modèle déterministe utilisé

On s'intéresse dans cette étude au creusement d'un tunnel sous pression (cf. figure 1), avec les caractéristiques suivantes : diamètre D, couverture C, poids volumique des terres γ, éventuelle surcharge appliquée en surface σ_s, pression appliquée au front σ_t et enfin un sol déterminé par un critère de Coulomb (c, φ).

La stabilité du front de taille d'un tunnel pressurisé creusé dans un sol frottant et cohérent a été traitée dans la littérature par des approches théoriques et expérimentales. Le premier mécanisme de rupture proposé dans le cadre de l'approche cinématique en analyse limite est celui de Leca et Dormieux (1990). Il est constitué de deux cônes successifs à base circulaire avec un angle au sommet de 2φ. Ce mécanisme de rupture est déterminé géométriquement par un seul paramètre angulaire (figure 1). Nous proposons dans cette étude une extension de ce mécanisme à un ensemble de n blocs coniques à base circulaire. Ce nouveau mécanisme est cinématiquement admissible et il est régi par n paramètres angulaires. La pression limite s'obtient par l'écriture du bilan énergétique du mécanisme considéré. Les efforts extérieurs sont le poids des différents blocs, la surcharge éventuelle en surface dans le cas où le dernier bloc débouche et la pression appliquée au front. La puissance dissipée a lieu le long des surfaces latérales et des surfaces inter-blocs qui sont des surfaces de discontinuité de vitesse. La maximisation de la pression appliquée au front par rapport aux paramètres géométriques du mécanisme de rupture donne une borne inférieure (i.e. non sécuritaire) de la valeur exacte de cette pression dans le cadre des hypothèses de l'analyse limite. Il a été montré (Oberlé 1996) que l'amélioration de la solution est inférieure à 1% au-delà de 5 blocs. On considérera donc par la suite ce mécanisme muni de 5 blocs, et défini géométriquement par 5 paramètres angulaires (α_1, β_1, β_2, β_3, β_4) (figure 2). La solution du mécanisme présent est toujours supérieure à celle du mécanisme de Leca-Dormieux, montrant que la prise en compte de plus de deux blocs améliore le résultat de ces auteurs (Oberlé 1996). La pression au front obtenue par l'analyse limite sera appelée pression ultime dans la suite de cet article, et notée σ_c. La littérature mentionne de nombreux résultats d'essais sur modèles réduits en centrifugeuse (Chambon et Corté 1994), qui montrent que notre solution est une assez bonne approximation des valeurs expérimentales de pression (Oberlé 1996).



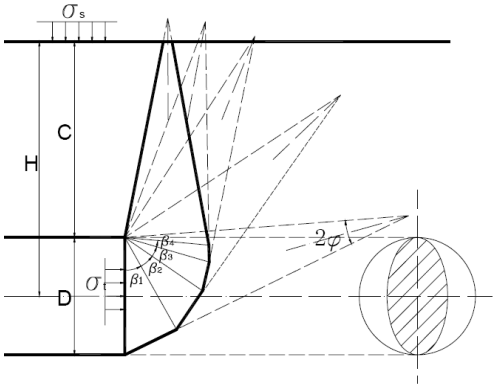


figure 1. Mécanisme de Leca et Dormieux ; figure 2. Mécanisme multibloc proposé

3.2. Présentation du cas d'étude

Dans la suite de cet article, on traite le cas d'un tunnel de 10 mètres de diamètre, l'axe étant situé à 15 mètres de profondeur (i.e. C/D=1). La masse volumique du sol (γ=18KN/m^3) est considérée comme déterministe, et on définit les caractéristiques de plasticité du sol par deux variables aléatoires, dont les moyennes (μ) et écarts-type (σ) sont :

- μ_φ=17°, σ_φ=1.7° (i.e. COV(φ)=μ/σ=10%)
- μ_c=7 KPa, σ_c=1.4 kPa (i.e. COV(c)=20%)
- Coefficient de corrélation : $\rho_{c\varphi}$=0 ou $\rho_{c\varphi}$=-0.5

Les coefficients de variation utilisés (10% pour φ et 20% pour c) sont des valeurs couramment rencontrées dans la littérature (comme par exemple dans Phoon et Kulhawy 1999). Par ailleurs, l'expérience a montré qu'une corrélation négative existe entre c et φ, les calculs seront menés pour les valeurs 0 et -0.5 pour cette corrélation. Les valeurs moyennes sont choisies arbitrairement pour correspondre au cas d'une argile moyenne à raide. Deux cas distincts sont considérés. Dans un premier cas, c et φ sont supposés suivre une loi normale ; dans un deuxième cas, c est supposé suivre une loi lognormale et φ est supposé suivre une loi bêta (Fenton et Griffiths 2003). Les paramètres de la loi bêta sont déterminés à partir de l'espérance et de l'écart-type de φ, après définition arbitraire des bornes de la distribution (Haldar et Mahadevan 2000). Dans notre cas, φ est supposé borné entre 0 et 0.7 radians.

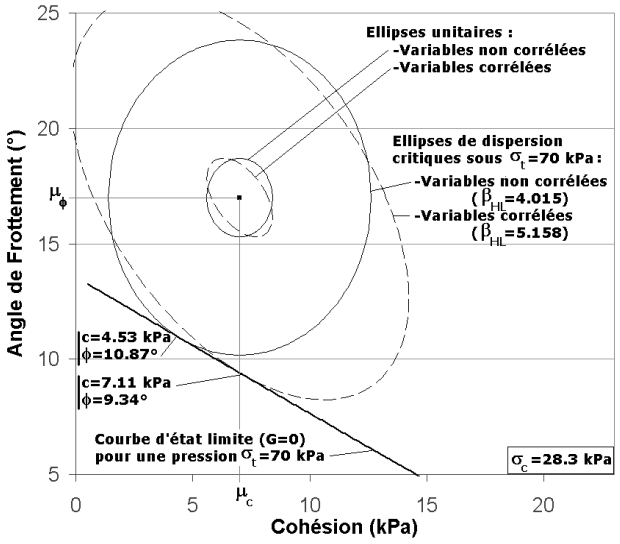
On définit une fonction de performance à partir de la pression ultime décrite au paragraphe précédent :

$$G = \sigma_t / \sigma_c - 1 \qquad (3)$$

3.3. Implémentation sous Excel

La détermination de l'indice de fiabilité a été effectuée par minimisation non seulement par rapport aux valeurs du vecteur x (valeurs c et φ), mais aussi par rapport aux paramètres angulaires du mécanisme de rupture, tout en respectant la condition G<0. Cette méthode permet d'obtenir le mécanisme de rupture le plus défavorable (et donc le plus probable). Ce calcul de minimisation est effectué à l'aide du solveur d'Excel. Pour visualiser les résultats de cette minimisation, on utilise l'approche de l'ellipsoïde de Low et Tang (1997), en considérant l'espace des variables physiques (c et φ). On y représente (i) la courbe formée par l'ensemble des couples (c,φ) tels que G=0 obtenus par minimisation de σ_t (appelée courbe d'état limite), (ii) le point des valeurs moyennes (μ_c,μ_φ) qui représente le centre des ellipses, et (iii) les ellipses de dispersion unitaire et critique pour deux valeurs de la corrélation ($\rho_{c\varphi}$=0 ou $\rho_{c\varphi}$=-0.5). Le point de conception est situé au point de tangence, et l'indice de fiabilité est le rapport d'homothétie entre l'ellipse de dispersion critique et l'ellipse unitaire (figure 3).

Sur la figure 4 sont représentés les mécanismes de rupture obtenus par le calcul déterministe, puis pour un calcul fiabiliste avec une pression appliquée de 70 kPa, en prenant en compte ou non une corrélation négative entre c et φ. Il apparaît que l'extension du mécanisme est plus importante lorsque $\sigma_t > \sigma_c$. Ceci est dû au fait que φ est plus faible au point de conception que sa valeur déterministe, et qu'une corrélation négative augmente encore quelque peu cette extension.



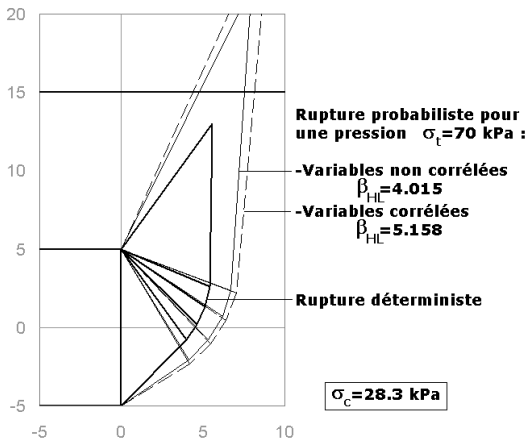


figure 3. Représentation de Low et Tang ; figure 4. Mécanismes de rupture obtenus

4. Résultats de l'étude fiabiliste

4.1. Indice de fiabilité et facteurs de sécurité partiels

L'indice de fiabilité est calculé pour de nombreuses valeurs de σ_t, dans le cas des variables normales et non-normales, corrélées et non-corrélées. Les résultats apparaissent sur la figure 5, ainsi que la limite β_{HL}=3.8 préconisée par l'Eurocode. Les courbes montrent clairement que le fait de prendre en compte une loi non-normale augmente sensiblement la fiabilité pour une même pression appliquée au front. Il en va de même de la prise en compte d'une corrélation négative. On en déduit que les hypothèses les plus simples (variables normales non-corrélées) conduisent à sous-estimer la fiabilité de l'ouvrage vis-à-vis de l'effondrement du front de taille.

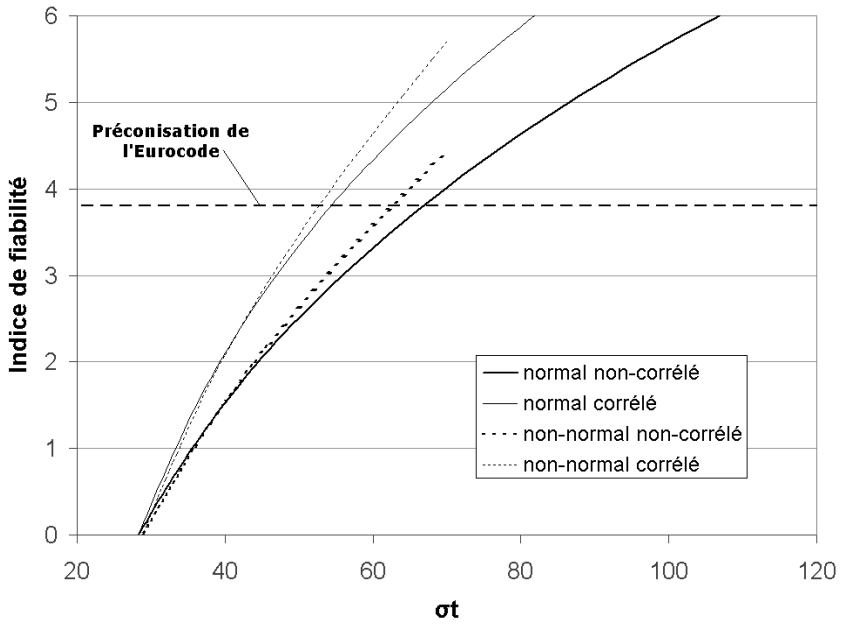


figure 5. Indice de fiabilité en fonction de la pression appliquée au front

L'observation de la figure 3 représentant l'espace physique permet de comprendre pourquoi une corrélation négative augmente la fiabilité. Graphiquement, cette corrélation se traduit par une rotation des axes de l'ellipse unitaire, la direction du grand axe devenant semblable à celle de la courbe d'état limite. On conçoit donc que le rapport entre l'ellipse de dispersion critique et l'ellipse unitaire sera plus important dans ce cas. A partir des points de conception obtenus par minimisation de l'équation (1), on peut aisément calculer un facteur de sécurité partiel sur c et sur tanφ (F_c et F_φ) par rapport à leurs valeurs moyennes :

$$F_c = \mu_c / c^* \quad et \quad F_\varphi = \tan \mu_\varphi / \tan \varphi^* \tag{4}$$

Ces facteurs apparaissent sur les figures 6 et 7, dans les quatre cas cités plus haut. On a également représenté par des points gris les valeurs correspondant à un indice de fiabilité de 3.8 (voir également le tableau I). Ces variables montrent une sensibilité différente à la loi de distribution et à la corrélation. Le facteur F_φ reste en effet stable entre 1.43 et 1.54, tandis que F_c est plus dépendant du caractère corrélé ou non, et varie de 1.05 à 1.51.

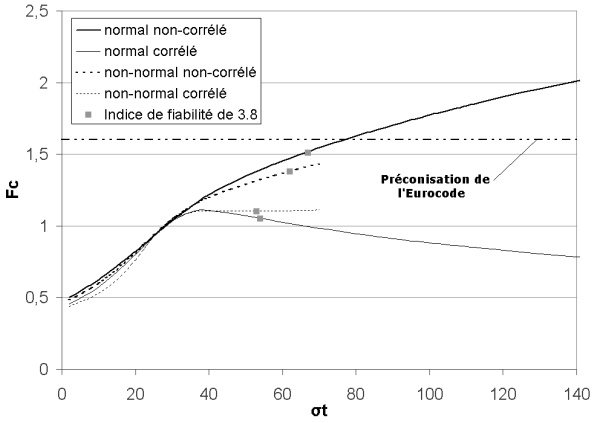


figure 6. F_c en fonction de σ_t

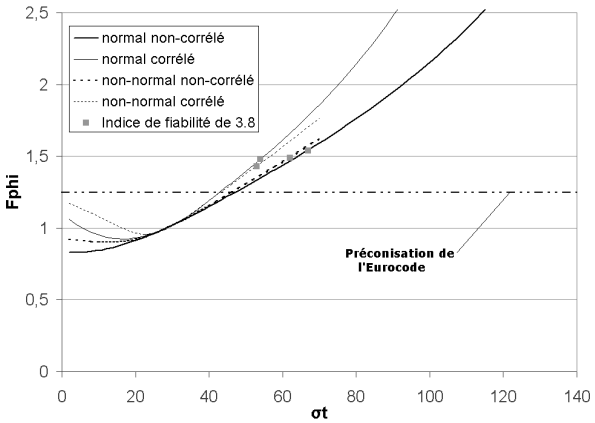


figure 7. F_φ en fonction de σ_t

Tableau I : Résultats fiabilistes par rapport aux recommandations de l'Eurocode.

Cas	Normal	Oui	Oui	Non	Non	Eurocode
	Corrélé	Non	Oui	Non	Oui	
β_{HL}		3.8	3.8	3.8	3.8	3.8
σ_t		67	54	62	53	
F_c		1.51	1.05	1.38	1.10	1.6
F_φ		1.54	1.48	1.49	1.43	1.25

Dans le tableau I figurent les valeurs de σ_t à appliquer pour respecter l'indice de fiabilité de 3.8. La comparaison entre les valeurs de F_c et F_φ imposées par l'Eurocode et celles obtenues pour un indice de fiabilité de 3.8 montre une inversion entre les ordres de grandeur des facteurs partiels pour c et φ. L'observation des courbes confirme que, dans le cas de la stabilité du front de taille d'un tunnel, le facteur de sécurité partiel sur φ prend des valeurs plus importantes que celui sur c. Ceci va à l'encontre des valeurs préconisées par l'Eurocode.

4.2. Etude de la probabilité de ruine

On applique la méthode FORM aux indices de fiabilité calculés au paragraphe précédent, dans les quatre cas (loi normales ou non, variables corrélées ou non). La figure 8 représente les probabilités de ruines (CDF) obtenues par cette méthode pour les quatre cas, en fonction de la pression σ_t. On observe que quand les variables aléatoires ne sont pas corrélées la réponse du système est plus dispersée.

Par intégration numérique, on peut tracer les courbes de densité de probabilité (PDF) de σ_t (figure 9). Sur ces courbes, on peut remarquer que la loi de probabilité utilisée modifie assez peu le PDF, mais qu'il n'en va pas de même pour la corrélation. Il apparaît en effet qu'une corrélation négative a tendance à resserrer la distribution, augmentant la densité de probabilité de ruine pour des pressions proches de la pression de rupture.

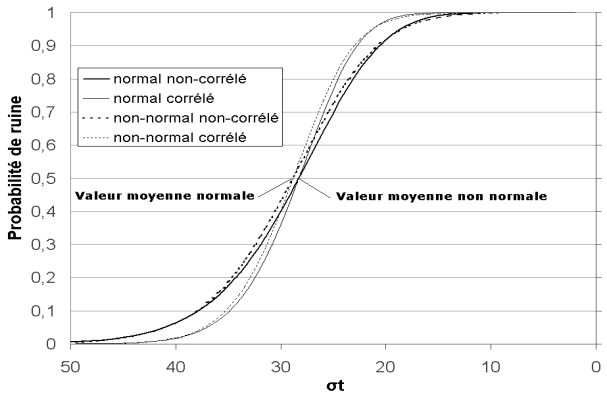


figure 8. CDF de σ_t

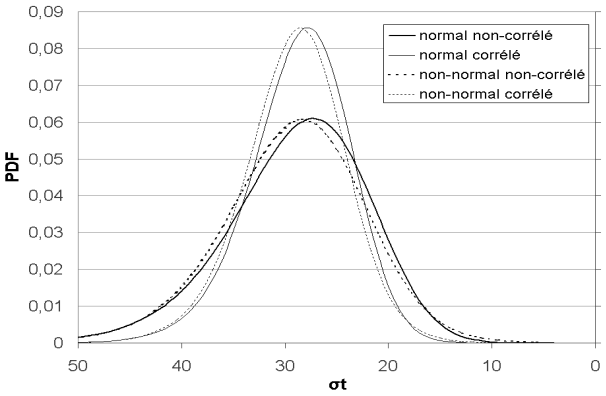


figure 9. PDF de σ_t

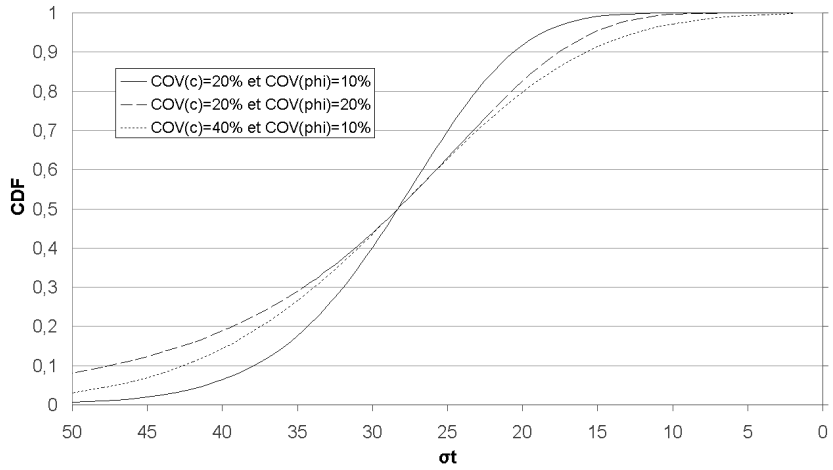


figure 10. Influence des COV de c et φ sur la probabilité de ruine

Pour étudier l'influence des coefficients de variation de c et φ, on trace la fonction de répartition (CDF) de σ_t pour trois cas distincts. La figure 10 montre que le coefficient de variation de l'angle de frottement a plus d'influence sur la stabilité du front de taille que celui de la cohésion, ce qui est en bonne concordance avec les résultats obtenus par Youssef Abdel Massih (2007) au sujet des fondations superficielles. Il apparaît donc que, dans l'étude de la stabilité des tunnels, il est plus important de quantifier les incertitudes sur l'angle de frottement que sur la cohésion.

5. Conclusion

Les outils de l'analyse fiabiliste ont été utilisés pour étudier la stabilité du front de taille d'un tunnel pressurisé, en considérant comme modèle déterministe un nouveau mécanisme de ruine tridimensionnel cinématiquement admissible. Les caractéristiques de plasticité du sol ont été considérées comme des variables aléatoires normales ou non, corrélées négativement ou non. On a ainsi pu déterminer un indice de fiabilité pour différentes valeurs de la pression de soutien.

L'approximation FORM est utilisée pour déterminer la probabilité de ruine en fonction de la pression de soutien, et montre que le fait de prendre en compte une corrélation négative entre les deux grandeurs resserre la courbe PDF autour de la valeur de la pression limite d'effondrement du front. Une étude de l'influence séparée de chaque coefficient de variation montre qu'il est important de quantifier les incertitudes sur φ, tandis que l'influence de la variabilité de c est plus réduite.

Une comparaison des résultats obtenus par l'analyse fiabiliste avec les prescriptions de l'Eurocode montre une bonne concordance au niveau des ordres de grandeur des facteurs partiels de sécurité, même si l'étude fiabiliste donne dans le cas présent un facteur plus important pour φ que pour c, contrairement au règlement.

Il faut préciser que les choix arbitraires de caractéristiques de sols effectués par les auteurs rendent nécessaires des études complémentaires, afin de généraliser ces conclusions à d'autres types de sols. La prise en compte de la variabilité spatiale des variables aléatoires dans un modèle d'analyse limite est par ailleurs une piste intéressante pour affiner les conclusions de cette étude.

6. Références bibliographiques

Chambon P ,Corté JF. (1994) "Shallow tunnels in cohesionless soils : stability of tunnel face". Journal of geotechnical ingeniering, Vol 120, n°7, July 1994.

Ditlevsen, O. (1981). Uncertainty Modelling: With Applications to Multidimensional Civil Engineering Systems. McGraw-Hill, New York, 412p.

Fenton, G. A., et Griffiths D. V. (2003). "Bearing capacity prediction of spatially random C-φ soils." Can. Geotech. J., 40, 54-65.

Haldar, A., et Mahadevan, S. (2000). Probability, Reliability and Statistical Methods in Engineering Design.. John Wiley and Sons, New York, 304p.

Hasofer, A. M., et Lind, N. C. (1974). "Exact and invariant second-moment code format." J. of Engrg. Mech., ASCE, 100(1), 111-121.

Low, B. K., et Tang, W. H. (1997). "Efficient reliability evaluation using spreadsheet." J. of Engrg. Mech., ASCE, 123, 749-752.

Oberlé S. (1996). "Application de la méthode cinématique à l'étude de la stabilité d'un front de taille de tunnel", PFE de l'ENSAIS.

Phoon K.K. et Kulhawy F.H. (1999). "Evaluation of geotechnical variability", Canadian Geotechnical Journal, 36, 612-624.

Youssef Abdel Massih D. (2007). "Analyse du comportement des fondations superficielles filantes par des approches fiabilistes". Thèse de Doctorat de l'Université de Nantes.

DEUX VIADUCS JUMEAUX SUR LA RIVIERE ANTE : FONDATIONS SUPERFICIELLES SUR MASSIF ROCHEUX RENFORCE

TWIN VIADUCTS UPON THE ANTE RIVER : SHALLOW FOUNDATIONS ON A REINFORCED ROCKY MASS

Stéphane CURTIL[1], Laure PARNEIX[1]
[1] *Terrasol, Montreuil, France*

RÉSUMÉ – Les tassements des piles du viaduc de l'Ante ont été calculés par une modélisation simple et une méthode de calcul analytique. Les résultats légèrement surestimés mais fiables, ont permis de dimensionner le renforcement ramenant aux seuils admissibles les tassements différentiels auxquels la structure est très sensible.

ABSTRACT – The settlements under the piles of the Ante viaduct were calculated thanks to a simple and analytical calculation method. The results, reliable although a bit overestimated, permitted to design the reinforcement of the rock mass in order to reach the acceptable values of differential settlements.

1. Introduction

1.1. Le projet de doublement du viaduc de l'Ante

La future autoroute A88 reliera à terme Caen à Sées en suivant le tracé actuel de la RN158. A la déviation de Falaise, la mise aux normes autoroutières des infrastructures conduit à doubler l'ouvrage franchissant la vallée de l'Ante (Figure 1).

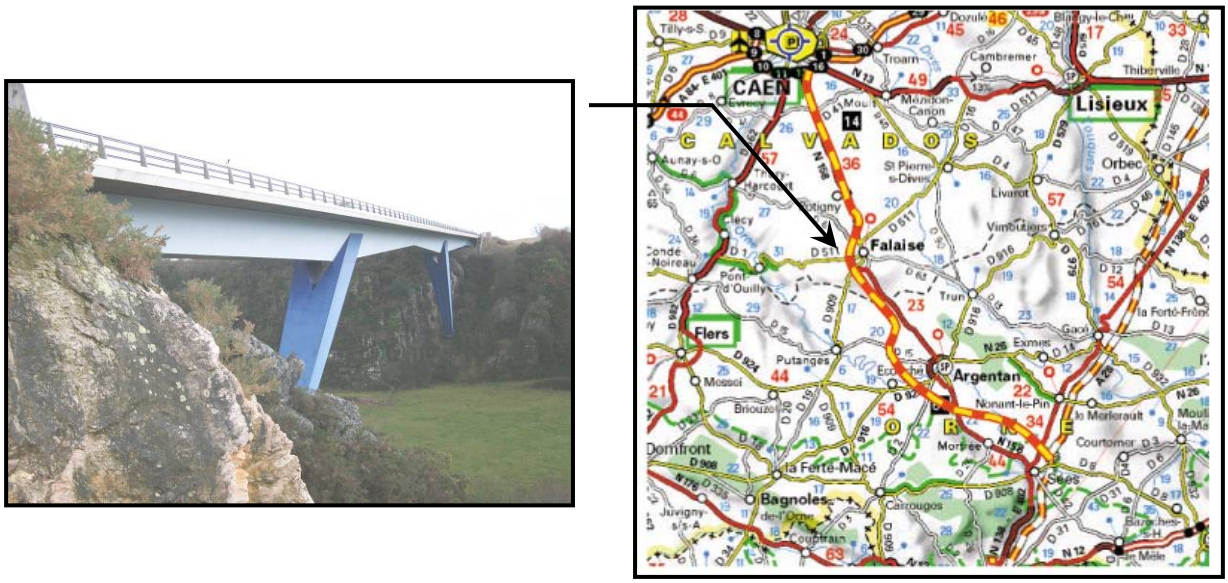


Figure 1 : Situation et vue générale du premier viaduc de l'Ante (1993)

La vallée est étroite et encaissée. L'ouvrage est un pont à béquilles de structure métallique dont le tablier mixte se trouve environ 30 m au-dessus du fond de vallée.

L'ouvrage de doublement, espacé de 12 m d'axe à axe est identique à l'ouvrage existant : long de 172 m, le tablier de type caisson est à ossature mixte. Les travées ont des portées de 46 m et 78 m. Le tablier est encastré sur les béquilles métalliques en forme de Y, longues de 27 m, inclinées à 45° et articulées à leur base.

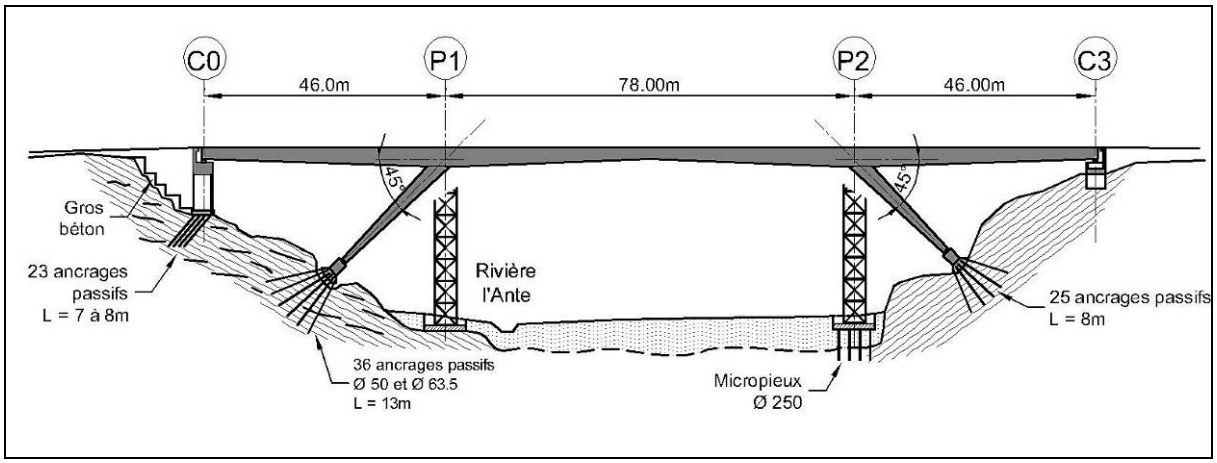


Figure 2 : Profil en long du nouveau viaduc de l'Ante

1.2. Contexte géologique

Les viaducs franchissent la vallée de l'Ante au niveau de la charnière d'un pli synclinal très serré. Les versants sont formés par des grès quartzites armoricains et le cœur du synclinal, correspondant à la vallée, est formé par des schistes ayant permis la création d'une vallée à fond plat très encaissée. Le fond de la vallée est couvert d'alluvions modernes de la rivière qui circule au pied du versant Nord.

Les études géologiques et géotechniques réalisées par le Maître d'œuvre pour la construction du premier viaduc ont mis en évidence la fracturation qui découpe le massif selon 2 familles principales de discontinuités et des fractures diffuses :

- La famille F1 de direction parallèle à la vallée à pendage très redressé en direction de la vallée, orienté vers le Nord en rive Sud et vers le Sud en rive Nord. Cette famille correspond à la stratification du massif ;
- La famille F2 de direction quasi perpendiculaire à l'axe de la vallée.

Deux accidents importants sont également présents sur le site des ouvrages : entre les deux culées Sud et au bord Ouest de la culée Nord existante.

La fissuration des massifs est importante dans les zones des accidents géologiques et sur la rive Nord de l'Ante. Les levés géologiques et structuraux des études d'exécution et en cours de terrassement ont montré que les contextes de facturation du massif sont très contrastés selon les différents appuis du viaduc.

1.3. Cas des béquilles P1 et P2

Les études du projet avaient mis en évidence l'influence du système de discontinuités correspondant à la stratification du massif (famille F1) sur les caractéristiques de déformabilité du massif rocheux soumis aux efforts des béquilles. En effet, cette famille a un fort pendage, conforme aux talus de chacun des versants de la vallée, et a subi un mécanisme de décompression par fauchage (Figure 3).

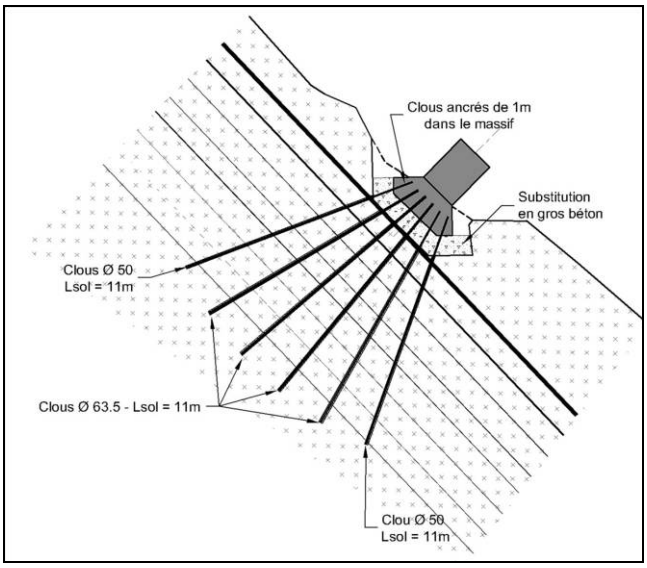


Figure 3 : Coupe de principe de la fondation de P1 : famille de fractures principale et ancrages passifs

Les efforts des béquilles appliqués quasiment perpendiculairement à ces discontinuités successives génèrent une déformation des joints est incompatible avec le respect des critères imposés aux fondations : déplacement axial maximal de l'ordre du centimètre pour un effort axial à l'ELS de l'ordre de 21 MN.

Ce critère de déformation admissible a conduit le concepteur à opter pour un renforcement du massif rocheux par mise en place d'armatures métalliques passives implantées en éventail dans la zone de diffusion des contraintes des fondations.

2. Dimensionnement du renforcement du massif sous les béquilles

2.1. Principe de dimensionnement des renforcements

On présente le principe de dimensionnement utilisé pour l'ensemble des études.

2.1.1. Choix d'une loi de déformation pour le massif seul

Sur la base des résultats d'essais dilatométriques, le concepteur a choisi de considérer que le module de déformation du massif seul en premier chargement est défini dans le domaine des contraintes inférieures à 2 MPa par une fonction linéaire de la contrainte, et assez éloignée de la théorie d'Young :

$$E_r(\sigma) = E_{r0} + \kappa \cdot \sigma \,. \qquad (1)$$

L'analyse de ces résultats conduit à considérer :

- au droit de l'appui de P1 : E_{r0} = 30 MPa et κ = 85 MPa/MPa ;
- au droit de l'appui de P2 : E_{r0} = 100 MPa et κ = 180 MPa/MPa.

Notons que ces valeurs correspondent à des modules faibles pour caractériser un massif rocheux et montrent l'importance des fractures et de la décompression du versant sur le comportement global du massif.

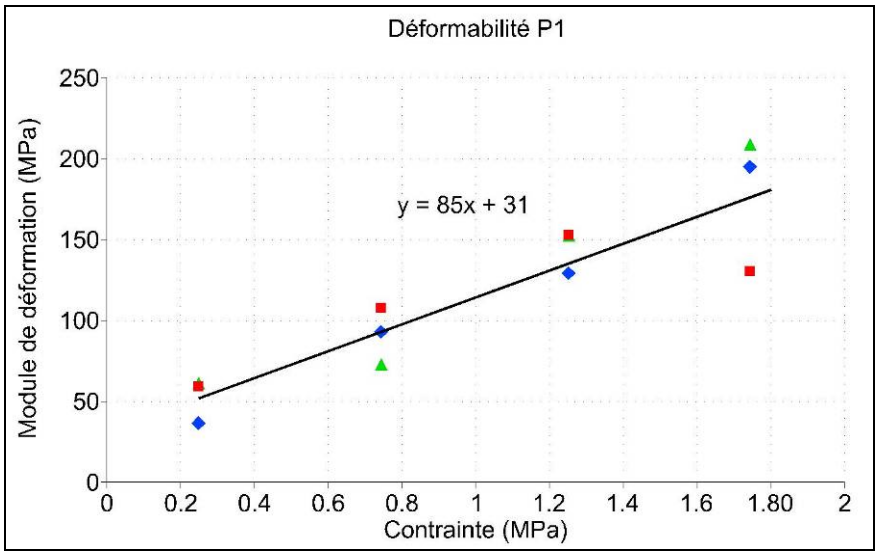


Figure 4 : Coupe Fondation de P1 : résultats d'essais dilatométriques et calage de la loi de comportement du massif.

Ces paramètres sont valables à faible profondeur et pour des contraintes qui restent limitées. En effet, pour des contraintes plus fortes, les fractures s'étant refermées et comprimées le massif verra sa raideur apparente augmenter fortement.

2.1.2. Définition du volume de terrain à considérer dans les calculs de tassements

Un calcul analytique des tassements passe nécessairement par la définition du volume de massif concerné par la diffusion des contraintes. La surface d'appui des béquilles sur le massif est de l'ordre de 20 m^2 (rectangle de 4 m x 5 m). En profondeur, on suppose que les contraintes se diffusent selon un angle θ qui définit un volume pseudo-conique ou pyramidal.

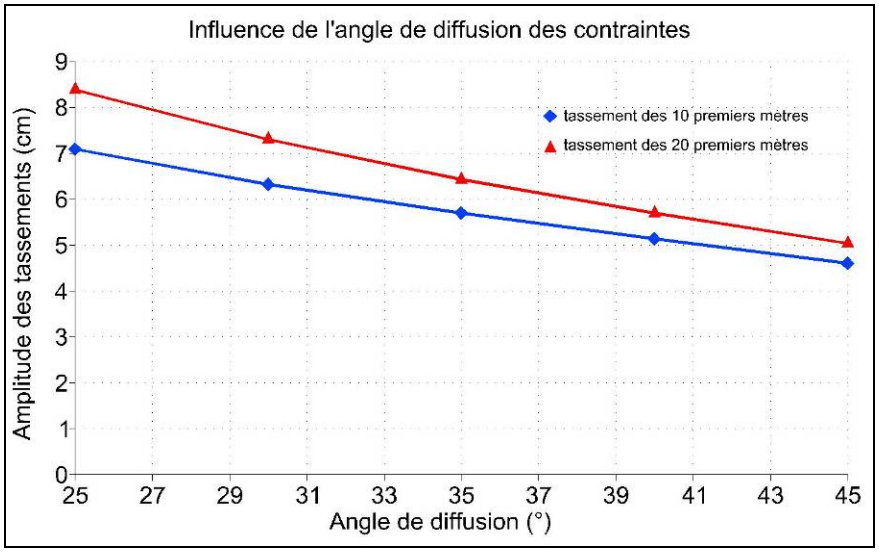


Figure 5 : Influence des paramètres θ et z sur les calculs de tassements.

Les deux paramètres :

- z (profondeur du massif considérée pour le calcul des tassements)
- θ (angle de diffusion des contraintes sous la semelle)

ont une incidence forte sur la valeur de tassement obtenue : on présente ci-après les amplitudes calculées sous la béquille P1 en l'absence de renforcement, pour les valeurs de θ variant entre 25° et 45° et pour z valant 10 m ou 20 m (Figure 5).

Ainsi, les tassements calculés en considérant un angle de diffusion de 25° sont 60% plus importants que si on considère un angle de diffusion de 45°. Le dimensionnement a été réalisé pour une valeur moyenne de 35°.

On constate également que la profondeur de massif considérée dans les calculs a une incidence forte sur le dimensionnement : le renforcement par armatures passives peut réduire les tassements dans les profondeurs où les barres sont mises en œuvre, mais pas au-delà de la longueur des barres. Pour θ=35°, l'amplitude de déformation due aux terrains entre 10 m et 20 m de profondeur est de 7 mm, soit quasiment de l'ordre de grandeur du tassement admissible !

Les études d'exécution ont été réalisées en calculant systématiquement les déformations jusqu'à des profondeurs de 10 m et de 20 m. Les valeurs de déformations maximales admissibles ont été définies en concertation entre l'entreprise et le Maître d'œuvre à 1,2 cm pour un calcul sur 10 m de profondeur et 1,7 cm pour un calcul sur 20 m de profondeur.

2.1.3. Déformabilité du massif avec renforcements

Le dimensionnement des ancrages passifs est réalisé en tenant compte de la solidarité entre les barres, le rocher et le coulis d'injection. En homogénéisant l'ensemble rocher-coulis-acier dans la zone de diffusion des contraintes, le module de déformation équivalent est approché par :

$$E(\sigma) = \frac{E_a.S_a.n + E_c.S_c.n}{A(z)} + E_{r0} + \kappa.\sigma \qquad (2)$$

où E_a est le module d'Young de l'acier, S_a est la section d'une barre d'acier, E_c est le module d'Young du coulis, S_c est la section de coulis dans un forage et A(z) est l'aire de la zone de diffusion des contraintes à la profondeur z. « n » est le nombre de barres mises en place dans le massif.

La déformation élémentaire à la profondeur z, dans la zone renforcée, est donc donnée par :

$$\varepsilon(z) = \int_{\sigma_0}^{\sigma} \frac{ds}{E(s)} = \frac{1}{\kappa} \cdot \ln\left(1 + \frac{\kappa \cdot N / A(z)}{\frac{E_a.S_a.n + E_c.S_c.n}{A(z)} + E_0 + \kappa \cdot \gamma \cdot z}\right) \qquad (3)$$

où N est l'effort normal de la béquille à sa base.

Le tassement est obtenu en sommant les déformations jusqu'à la profondeur Z :

$$s = \int_0^Z \varepsilon(z) \cdot dz \qquad (4)$$

Les valeurs numériques utilisées dans l'étude sont :

- E_a = 200 000 MPa et S_a = 1662 mm^2 (barres de diamètre de 50 mm réduit à 46 mm pour tenir compte de la corrosion à long terme) ;
- E_c = 20 000 MPa et S_c = 5890 mm^2 (forage de 100 mm de diamètre contenant une barre de diamètre 50 mm).

Pour des profondeurs supérieures à la longueur L des barres, la déformation est calculée selon la loi de déformabilité du massif sous premier chargement. On tient également compte du module de béton (20 000 MPa) dans les zones superficielles où le rocher très altéré a été substitué.

Le dimensionnement des renforcements consiste à calculer le nombre « n » de barres et leur longueur L permettant de réduire les tassements sous charges d'exploitation aux valeurs admissibles par l'ouvrage.

2.1.4. Résultats des calculs de déformation

A l'issue de cette analyse, les renforcements suivants sont retenus :

- sous P1, 36 barres de 50 mm de diamètre et longues de 11 m hors semelle, et traversant 1 m de substitution du massif par gros béton, permettent de limiter les déformations calculées sur 20 m à 1,6 cm dont 1,0 cm calculés sur les 10 premiers mètres ;
- sous P2, 25 barres de 50 mm de diamètre et longues de 8 m hors semelle permettent de limiter les déformations calculées sur 20 m à 1,1 cm dont 0,9 cm calculés sur les 10 premiers mètres.

2.2. Incidence des hypothèses de calcul sur les tassements calculés

Le modèle de calcul analytique utilisé pour les études de projet et d'exécution des béquilles contient des hypothèses fortes qui peuvent avoir une incidence certaine sur les tassements calculés, notamment l'hypothèse d'isolement mécanique du massif dans lequel se diffusent les contraintes apportées par la fondation du massif rocheux environnant.

2.2.1. Frottement latéral du massif

Le modèle ne tient pas compte du frottement latéral du massif de fondation défini au paragraphe 2.1.2 sur le reste du massif rocheux. Pour autant, les bancs de quartzite sont continus et peuvent fonctionner en plaques.

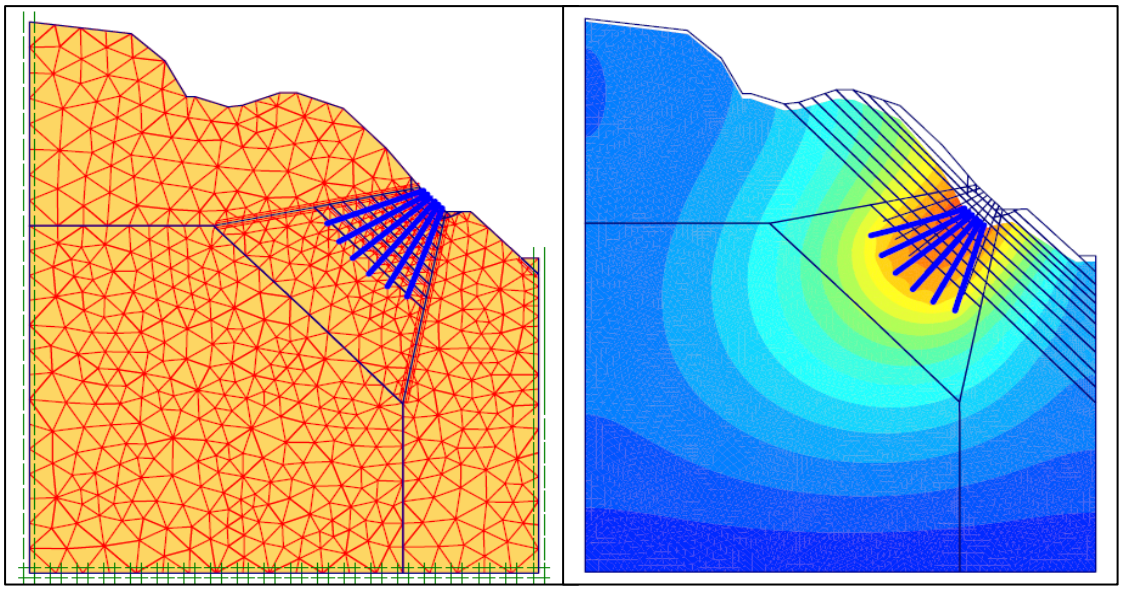


Figure 6 : Maillage du modèle aux éléments finis et cartographie des déplacements.

Une modélisation aux éléments finis a été réalisée afin de quantifier cet effet, afin de cerner son impact sur les résultats des calculs. Le modèle est en déformations planes à deux dimensions et représente la géométrie du versant au droit de la béquille P1. Comme en (1), la loi de sol intègre l'écrouissage du massif (HSM).

Différents calculs ont été réalisés : avec ou sans la prise en compte des barres de renforcement du rocher et avec ou sans la prise en compte d'interfaces mécaniques en bordure du volume de diffusion des contraintes considéré dans le calcul analytique.

Le tableau suivant (Tableau I) présente les tassements calculés sur différentes profondeurs en fonction des hypothèses considérées :

Tableau I. Résultats de la modélisation aux éléments finis

Interface isolant le volume de diffusion des contraintes	Renforcements du rocher	Tassements sur 0 à 10 m	Tassements sur 0 à 20 m
NON	NON	5,8 cm	8,0 cm
	OUI	0,8 cm	2,8 cm
OUI	NON	8,0 cm	10,9 cm
	OUI	1,1 cm	3,9 cm

Ces résultats permettent d'établir que pour ce modèle en déformations planes :

- Le fait de ne pas prendre en compte la contribution mécanique des côtés du volume de diffusion des contraintes considéré conduit à surestimer les déformations de 35 à 40 %.
- La mise en œuvre des renforcements conduit à une réduction de l'ordre de 85% des déformations calculées entre 0 et 10 m de profondeur.

Ainsi la méthode de calcul utilisée lors des études d'exécutions se place du côté de la sécurité, la surestimation des tassements liée à la non-prise en compte de la continuité latérale des bancs pouvant atteindre un ordre de grandeur significatif.

2.2.2. Limite en profondeur du modèle

La profondeur de massif considérée pour le calcul des tassements est un paramètre déterminant de l'amplitude des tassements calculés. Nous avons vu au paragraphe 2.1.2 que, pour la méthode de calcul considérée lors des études, la contribution du massif entre 10 m et 20 m sous la fondation est de l'ordre de 1 cm de tassements.

Avec une loi de comportement mécanique de la même forme, le modèle aux éléments finis indique que cette contribution peut atteindre 2 cm et que les déformations dues au massif situé entre 20 m de profondeur et les frontières du modèle s'élèveraient à 3 à 4 cm.

Ces éléments montrent les limites de la loi de comportement mécanique considérée pour tout le massif dans les études du concepteur. En effet, elle n'est pas représentative du comportement du massif en profondeur. Dans des matériaux dont les joints sont restés fermés et vraisemblablement beaucoup moins altérés, elle conduit à des valeurs de déformations d'évidence surestimées.

3. Adaptation des fondations de la béquille P1 et suivi en phase de travaux

Des auscultations par caméra endoscopique réalisées dans les premiers forages ont montré que les fractures découpant les premiers bancs rocheux pouvaient être

ouvertes de quelques centimètres et remplies de matériaux divers (terre, cailloutis, racines,…). L'apport des charges de l'ouvrage risquait donc de générer des tassements pluri-centimétriques, inacceptables, sous les béquilles.

Figure 7 : Mise en place des barres de renforcement de P1

La section des barres disposées sous les appuis des béquilles a alors été élargie afin qu'elles puissent reprendre en compression les charges de la fondation au passage des fractures ouvertes. Ainsi, 16 des 36 barres de la béquille P1 ont finalement un diamètre de 63,5 mm.

Avec un tel renforcement, les calculs d'exécution indiquaient :

- 0,7 cm de déformations calculées sur 10 m, soit 12% de l'amplitude des tassements calculée sans renforcement (5,7 cm),
- 1,2 cm de déformations calculées sur 20 m.

Chacune des béquilles a été instrumentée par plusieurs points topographiques. Entre un premier relevé réalisé avant la mise en place de la charpente et un autre réalisé sur l'ouvrage achevé à vide (après épreuve de chargement), les béquilles accusent les tassements moyens suivants :

- 5 mm (±3 mm) pour la béquille P1
- 6 mm (±3 mm) pour la béquille P2.

Les tassements observés sont donc comparables aux amplitudes calculées sur 10 m de profondeur selon la méthode utilisée lors des calculs d'exécution. Ils confirment également que la méthode de calcul se place du côté de la sécurité, les tassements réels étant inférieurs de 20 à 40% à la valeur théorique calculée.

4. Conclusion

L'expérience du viaduc de l'Ante montre comment, dans un environnement rocheux complexe, il a été possible à l'aide d'une modélisation simple et d'une méthode de calcul analytique de calculer avec une précision satisfaisante les tassements sous les appuis d'une structure particulièrement sensible aux tassements différentiels. Un modèle aux éléments finis permet de valider la méthode de calcul tout en en cernant la sensibilité des différents paramètres et les hypothèses qu'elle nécessite.

RN66 – DÉVIATION DE RUPT-SUR-MOSELLE LES INSTABILITES ROCHEUSES EN PHASE CHANTIER

RN 66 – THE RUPT-SUR-MOSELLE BY-PATH DEALING WITH ROCKY INSTABILITIES DURING THE WORKING PHASE

Laurent SYLVESTRE
LRPC, Nancy, France

RÉSUMÉ – Le chantier de la déviation de Rupt-sur-Moselle a débuté en 2001 et la déviation a été mise en service le 17 décembre 2007. Les travaux de terrassement ont été effectués dans des formations rocheuses pour leur plus grande partie. La communication présente ici les difficultés rencontrées et les réparations nécessaires qui ont été effectuées sur les grands déblais.

ABSTRACT – The Rupt-sur-Moselle by-path works began in 2001 and the road was bring into service on the 17th of December 2007. The earthworks were for the most part realized in rocky formations. This report is highlighting the difficulties met during these works and the choices that have been maid to solve these problems.

1. Description du chantier

Le tracé de la déviation de Rupt-sur-Moselle relie l'extrémité d'une 2x2 voies du lieu dit Lépange (Remiremont – Vosges) au lieu dit de Saulx (Rupt-sur-Moselle). Il emprunte la vallée de la Moselle puis entame la montagne vosgienne en restant généralement sur le flanc du coteau dans sa partie basse, limitant ainsi fortement la hauteur de l'ensemble des déblais à 15m maximum, sauf en trois endroits où les déblais D4,D5 et D8 avoisinent les 30 à 40 mètres de hauteur.

D'une manière générale, et hormis la plaine alluviale, l'ensemble du tracé traverse des formations rocheuses cristallines (granite à gneiss) recouvertes d'un placage de graves d'origine fluvio-glaciaires ou d'arènes granitiques d'épaisseur variable (0 à 10m).

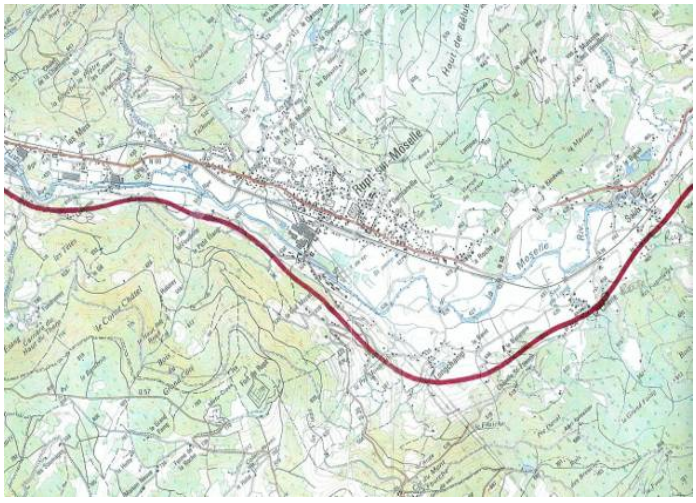


Figure 1 Implantation du tracé

2. Le Déblai D8

Le déblai D8 a été exécuté entièrement dans des formations granitiques.
La hauteur initiale prévue était d'environ 20 mètres, avec des gradins verticaux de 7 mètres de hauteur, un piège à cailloux et des risbermes intermédiaires de 3 mètres de largeur.

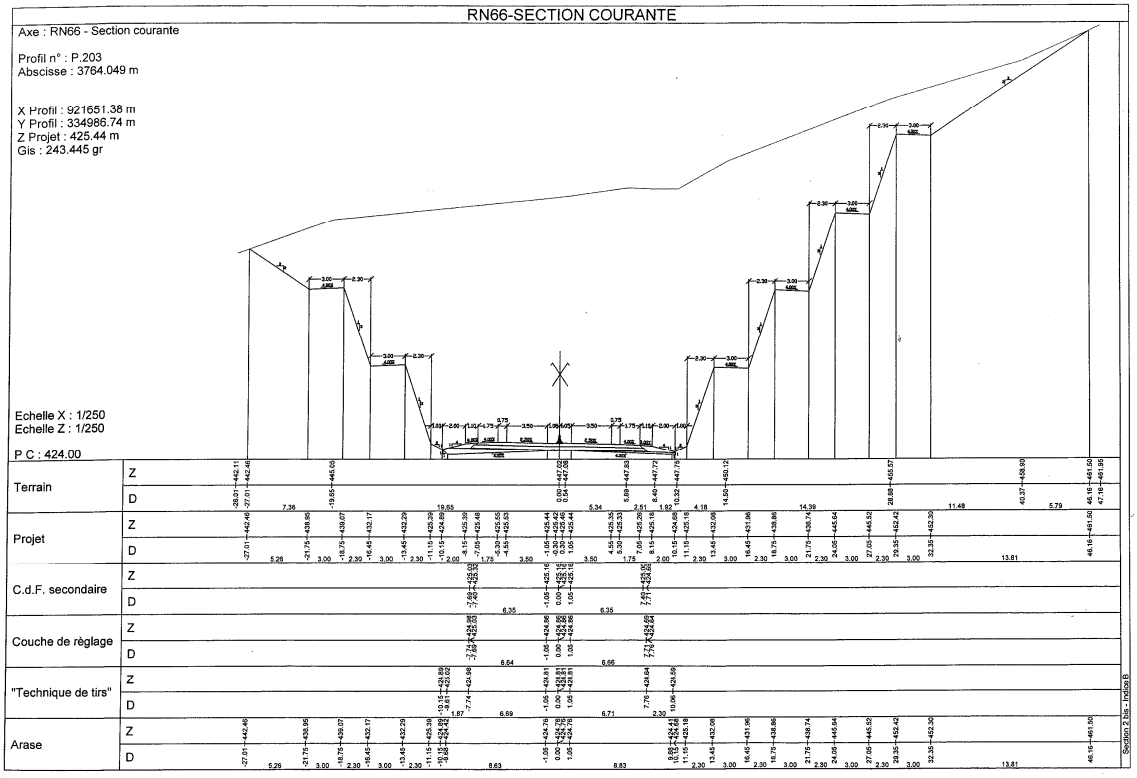


Figure 2 Déblai D8 RN66

A la suite de la réalisation, il a été constaté que le profil en travers n'avait pas été respecté. Aucune risberme n'a été exécutée, donc le gradin principal mesurait 17 mètres environ, pour un piège à cailloux de 3 mètres, insuffisant pour cette hauteur.

Figure 3

Malgré les tentatives de purge de l'entreprise avec une pelle hydraulique, il a fallu étudier des techniques de sécurisation de la future déviation.

Plusieurs profils en travers ont été étudiés, avec une concertation au préalable de l'entreprise mandataire (de terrassement).

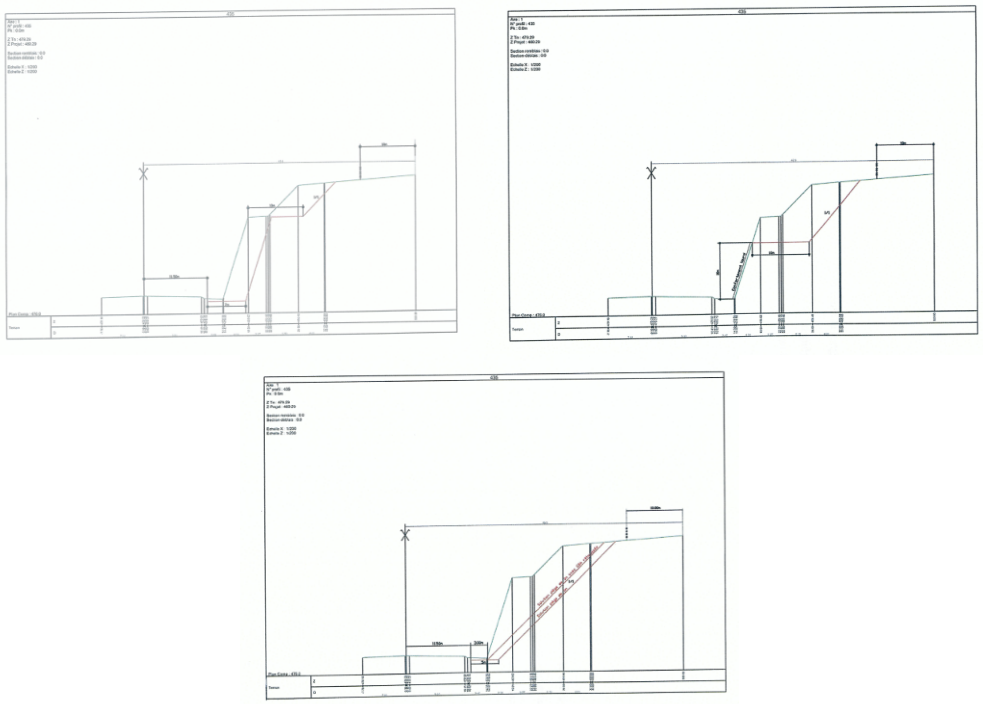


Figure 4 Profils en travers envisagés

La solution retenue a été de retailler à l'explosif le talus avec une pente de 1 pour 1 et un piège à cailloux de 5 mètres de largeur.

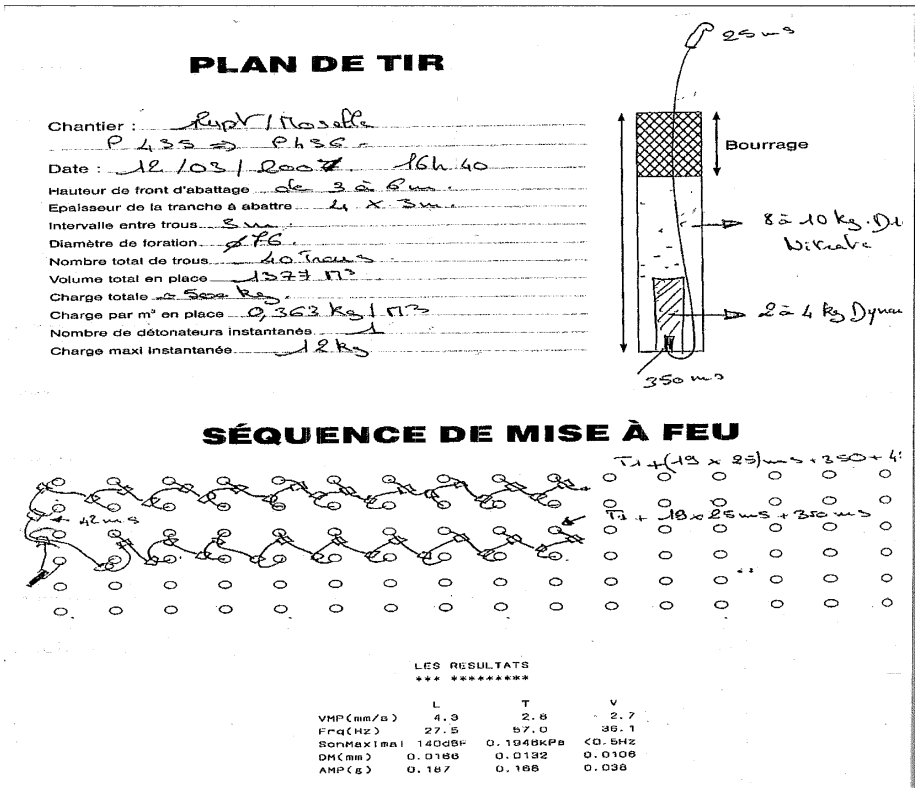
Cette solution a été choisie pour des raisons de simplicité d'exécution et de respect de délai.

Le chantier a consisté à miner 47 000 m3 de matériaux en un délai de 2 mois.

Les principales difficultés ont été de maîtriser les vibrations vis-à-vis de l'ouvrage d'art et des maisons avoisinantes, et aussi de réaliser un talus parfait à 1/1, pour ne pas créer de nouvelles instabilités.

Le talus final de 40 mètres de hauteur avec un piège de 5 mètres de largeur, soumis aux actions du climat (gel/dégel..), est actuellement en cours d'observation. Il ne présente à ce jour pas d'instabilités autres que des chutes de petits blocs dans le piège à cailloux.

Cette solution n'est cependant pas à conseiller en solution de base pour des marchés !



PLAN DE TIR

Chantier : Rupt / Moselle
P 433 à P 436
Date : 12/03/2008 16h40
Hauteur de front d'abattage de 3 à 6 ms
Epaisseur de la tranche à abattre 4 x 3 ms
Intervalle entre trous 3 ms
Diamètre de foration Ø 76
Nombre total de trous 40 Trous
Volume total en place 1377 m³
Charge totale ~~500 Kg~~
Charge par m³ en place 0,363 Kg/m³
Nombre de détonateurs instantanés 1
Charge maxi instantanée 12 Kg

25 ms
Bourrage
8 à 10 kg Dynamite
2 à 4 kg Dynamite
350 ms

SÉQUENCE DE MISE À FEU

42 ms

LES RESULTATS
*** *********

	L	T	V
VMP(mm/s)	4.3	2.8	2.7
Frq(Hz)	27.5	57.0	36.1
SonMaximal	140dBP	0.1948KPa	<0.5Hz
DM(mm)	0.0186	0.0132	0.0106
AMP(g)	0.187	0.168	0.038

Figure 5 Plan de tir

Figure 6

3. Les Déblais D4 et D5

Les déblais D4et D5 ont été exécutés dans les mêmes formations que le déblai D8 avec un profil en travers identique à exécuter.

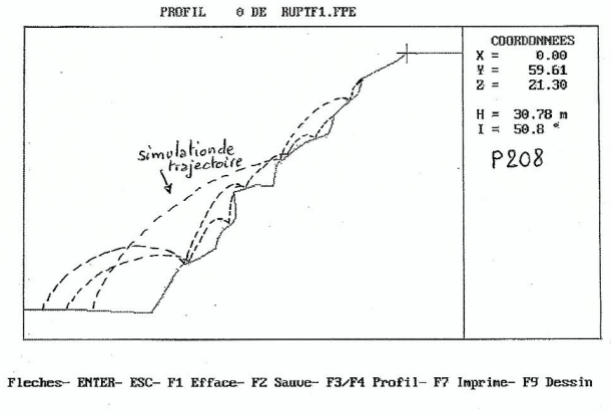


Figure 7

Les mêmes problèmes ont été rencontrés: les risbermes étaient quasi-inexistantes.

Pour sécuriser le chantier, il a été choisi de limiter au strict minimum le minage car le maître d'œuvre était limité par les emprises et les dépôts étaient saturés en fin de chantier. L'étude a débuté par une estimation des aléas et du risque: repérage des masses potentiellement instables, fracturation, évaluation des volumes et du risque d'atteinte de la chaussée.

4. Dimensionnement

Suite à cette étude, il a été retenu de conforter les talus des deux déblais à l'aide de grillages pendus ancrés, d'ancrages passifs et de filets de câbles, tout en utilisant le piège réduit de 3 mètres de largeur. Particulièrement adaptés à ce chantier, les ancrages stabilisent ici des volumes rocheux de 1 à 100 m3. Leur action consiste à s'opposer à l'éboulement de la masse dans sa globalité en augmentant la résistance au cisaillement au moyen d'une barre traversant une discontinuité et scellée de façon continue de part et d'autre. Cette augmentation est fonction des caractéristiques géométriques de l'ancrage (inclinaison, diamètre du forage et de l'armature) et du rocher. Pour mémoire, l'entreprise avait demandé à mettre en œuvre des barres auto-forantes (coût x 2) ce qui a été refusé car les terrains ne le justifiaient pas. Pour le dimensionne ment, la valeur de la contribution de la barre est prise égale au 2/3 de la limite élastique, avec une inclinaison supérieure ou égale à 10°. Dans le cas contraire, la contribution est réduite à 1/2 de la limite élastique. La prise en compte de la corrosion a été fixée à 2 mm pour ce chantier.

5. Choix de l'ancrage

Le diamètre du forage doit ménager un espace annulaire minimum de 15 mm pour le scellement.

Les ancrages de profondeur supérieure à 4 mètres nécessitent la mise en œuvre de centreurs permettant un enrobage périphérique optimum du coulis de scellement

La présence de fissure ouvertes nécessite la pose d'une gaine géotextile visant à limiter les pertes de coulis, l'espace annulaire est alors de 20 mm au minimum

La mise en œuvre du coulis est réalisée par le biais de canules (13 ou 16 mm de diamètre) depuis le fond du trou jusqu'à sa résurgence.

Les diamètres de forage sur ce chantier ont été de 51 mm pour les barres de 25 mm et de 63 mm pour les barres de 28 mm et de 32 mm.

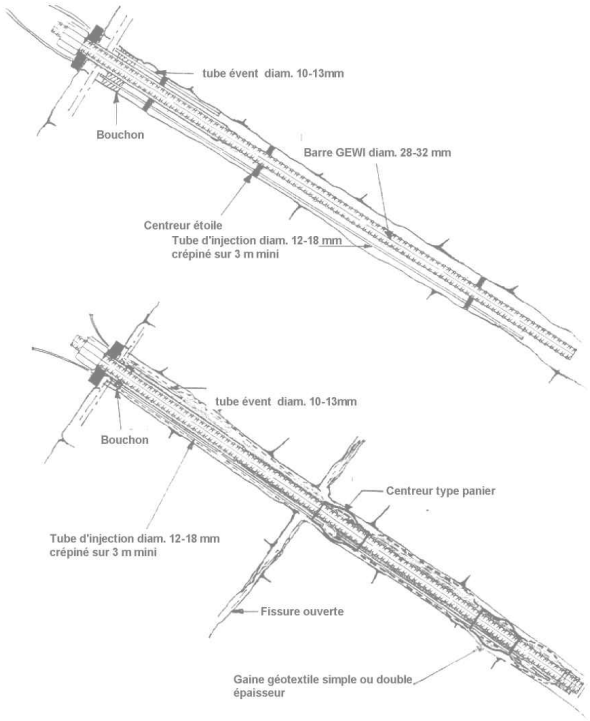


Figure 8

6. Mise en œuvre des ancrages

Les ancrages ont été réalisés à l'aide de perforateurs manuels, de chariot de foration CFL et de foreuses montées sur chenille.

Figure 9

Lors de la foration des ancrages, tous les forages ont été soufflés avant mise en place des armatures et du coulis de scellement, avec exécution d'une surprofondeur de 50 cm. Sur ce chantier, les centreurs ont systématiquement été mis en œuvre, avec une gaine géotextile dans le rocher fissuré.
Le coulis d'injection a été réalisé avec un ciment Portland à résistance au jeune âge élevée 52,5R. Un ciment PMES a été retenu du fait des conditions de montagne (salage, présence de sulfures ou sulfites). Le dosage C/E a été fixé à 2. La résistance à la compression requise était de 30 MPa à 28 jours, contrôlée sur éprouvettes.
Les armatures demandées étaient en acier ordinaire haute résistance de type HA de 25, 28 ou 32 mm de diamètre avec une limite élastique de 500 MPa. Les parties extérieures au rocher des barres ainsi que les écrous étant protégés de la corrosion au moyen d'une peinture issue de systèmes certifiés par l'ACQPA. Les plaques sont galvanisées à chaud avec une épaisseur de 70 microns minimum.

4. Mise en œuvre du grillage

Sur ce chantier, il a été choisi de mettre en place un grillage pendu, localement plaqué, avec une fosse de réception de 3 mètres de largeur. Le grillage permet de guider les petites pierres dans leur chute, de maintenir et de maîtriser les éboulements de volumes rocheux jusqu'au m3 en les ralentissant dans leur chute. La fosse de réception permet de stocker les éléments rocheux et les empêche de se propager jusqu'à la chaussée. Le délai n'ayant pas permis de supprimer les amorces de risbermes, le grillage a dû être localement ancré.
Les grillages sont de type double torsion à mailles hexagonales 80 x 100 mm, les fils ont un diamètre de 3 mm et sont galvanisés classe A à l'aide d'un revêtement type Zn95Al5.

Figure 10

A l'amont, les lés de grillage sont fixés autour du câble d'amarrage en acier galvanisé Ø 16 mm à âme métallique et ligaturés maille à maille. Le câble d'amarrage est fixé par l'intermédiaire de cosses cœur aux ancrages Ø 25 ou Ø 28 mm selon la hauteur de grillage. Ces ancrages sont espacés de 3 m.
Le grillage est plaqué en pied de paroi par un câble galvanisé Ø 12 mm, fixé sur des ancrages Ø 25 mm espacés de 10 m.

Afin de favoriser le confinement des éboulis et limiter leur prise de vitesse entre la nappe de grillage et la paroi, des ancrages et des câbles de placage sont mis en

place. Localement la nappe a été plaquée et renforcée au moyen d'un filet en câbles d'acier pour s'opposer à une régression de la paroi.

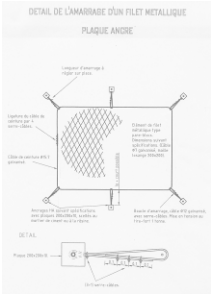


Figure 11

Les serre-câbles mis en œuvre sont du type DIN 1142 pour les grillages et "Crosby" pour le filet en câbles d'acier. Ils ont une meilleure résistance que les serre-câbles ordinaires (DIN 741). Les Crosby disposent d'une protection contre la corrosion supérieure.

Les cosses cœurs protègent les câbles lors de la confection des boucles et améliorent la répartition des efforts. Elles sont galvanisées.

Toutes les fournitures ont été soumises à l'agrément et un contrôle régulier a été nécessaire pour effectuer l'ensemble des tâches du confortement.

5. Conclusion

Le chantier de la déviation de Rupt-sur-Moselle a été confronté à des problèmes d'instabilités rocheuses en phase chantier. Le traitement de sécurisation des parois rocheuses, qu'il consiste en une reprise des terrassements où en un confortement des talus existant, doit cependant rester exceptionnel. (coût: environ 1 M€)

Pour limiter au maximum ces sur coûts, il faut veiller à maîtriser les projets depuis les études amont et associer les spécialistes du domaine depuis le début jusqu'à la fin du chantier.

6. Références bibliographiques

Guide Technique: Parades contre les instabilités rocheuses: chutes de pierres, chutes de blocs, éboulements – collection Environnement – LCPC – mai 2001

EFFET DE LA VARIABILITE SPATIALE DU SOL DANS L'ETUDE DU COMPORTEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES FILANTES

EFFECT OF SOIL SPATIAL VARIABILITY ON THE ANALYSIS OF SHALLOW STRIP FOOTINGS

Dalia YOUSSEF ABDEL MASSIH [(1)], Abdul-Hamid SOUBRA [(2)]

[(1)] CNRS Libanais, Centre de Géophysique, Bhanes, Liban, dalia@cnrs.edu.lb
[(2)] Université de Nantes, GeM, UMR CNRS 6183, Saint-Nazaire, France

RÉSUMÉ – Cet article présente une analyse probabiliste à l'état limite ultime et à l'état limite de service d'une fondation superficielle filante soumise à une charge verticale centrée et posée sur un sol présentant une variabilité spatiale. Les modèles déterministes sont basés sur des simulations numériques. La réponse probabiliste du système géotechnique en termes de charge limite et déplacements de la fondation, est présentée et analysée.

ABSTRACT – The paper presents the effect of the soil spatial variability on the behavior of a vertically loaded strip footing at the ultimate and the serviceability limit states. The deterministic models used are based on numerical simulations. The system probabilistic response in terms of ultimate footing load and footing displacements is presented and discussed.

1. Introduction

La variabilité naturelle des propriétés du sol affecte le comportement des ouvrages en géotechnique (portance et tassement des fondations, stabilité des pentes, etc.). La prise en compte de la variabilité spatiale des propriétés du sol dans les modèles mécaniques requiert une modélisation de ces propriétés par des champs aléatoires. La discrétisation de ces champs permet d'effectuer un couplage mécano-fiabiliste pour le système étudié. Plusieurs auteurs ont considéré l'effet de la variabilité spatiale du sol dans leurs calculs aux éléments finis. On peut citer (i) Griffiths et Fenton (1993) dans les problèmes d'écoulement, (ii) Fenton et Griffiths (2002, 2005) dans les problèmes de tassement, (iii) Assimaki et al. (2002) dans les problèmes de propagation des ondes sismiques, (iv) Griffiths et Fenton (2000) dans les problèmes de stabilité de pentes et (v) Popescu et al. (2005), Griffiths et al. (2002) et Griffiths et Fenton (2001) dans les problèmes de portance de fondations.

Cet article présente une analyse probabiliste à l'état limite ultime et à l'état limite de service, d'une fondation superficielle filante soumise à un chargement vertical centré et posée sur un sol présentant une variabilité spatiale. Les simulations numériques sont basées sur un modèle élasto-plastique utilisant le logiciel FLAC^{3D}. Pour l'état limite ultime, la cohésion et l'angle de frottement interne sont modélisés à l'aide de champs aléatoires non-Gaussiens et anisotropes en ce qui concerne la distance d'autocorrélation. Pour le cas de l'état limite de service, la variabilité spatiale du module d'Young et du coefficient de Poisson est considérée. La méthode de discrétisation de champs utilisée est la méthode spectrale.

2. Méthodologie utilisée pour la discrétisation d'un champ

La méthode spectrale décrite par Shinozuka et Deodatis (1991) et Popescu et al. (1998) est utilisée dans cet article pour la génération de champs aléatoires non-gaussiens en 2D respectant une fonction de densité spectrale et une densité de probabilité (non-gaussienne) prescrites.

Cette méthode consiste à générer un champ aléatoire gaussien vérifiant la matrice de densité spectrale initiale cible en utilisant la technique de transformation de fourrier rapide FFT. Ensuite, le champ gaussien est transformé en un champ non gaussien par une transformation non linéaire couplée à un processus itératif.

Une fonction d'autocorrelation exponentielle anisotrope du premier ordre est utilisée ici. Elle est donnée par la formule suivante (Vanmarcke 1983):

$$\rho(x,y) = e^{-2\sqrt{\left(\frac{\delta x}{\delta_x}\right)^2 + \left(\frac{\delta y}{\delta_y}\right)^2}} \tag{1}$$

La fonction densité spectrale correspondante est :

$$S\left(\kappa_x, \kappa_y\right) = \frac{\delta_x \delta_y}{8\pi}\left[1 + \left(\frac{\delta_x \kappa_x}{2}\right)^2 + \left(\frac{\delta_y \kappa_y}{2}\right)^2\right]^{-3/2} \tag{2}$$

où κ_x et κ_y sont les fréquences suivant les directions x et y respectivement. La fréquence de coupure $\left(\kappa_{x_u}, \kappa_{y_u}\right)$ est choisie en limitant la fonction densité spectrale à une valeur donnée en-dessous de laquelle la valeur de la fonction est considérée négligeable (*i.e.* $S\left(\kappa_{x_u}, \kappa_{y_u}\right) < \varepsilon$ avec $\varepsilon = 10^{-3}$ à 10^{-5}).

3. Simulations de Monte Carlo

Pour chaque jeu de données des paramètres statistiques des champs aléatoires représentant les propriétés du sol, plusieurs réalisations de champs sont générées dans Matlab 7.0 en utilisant la méthode de représentation spectrale et les simulations de Monte Carlo. Le calcul de la réponse du sol (*i.e.* portance, déplacement, rotation de la fondation) est effectué dans FLAC^{3D} pour chaque réalisation des champs représentant les propriétés du sol. Un échange de données entre FLAC^{3D} et Matlab 7.0 dans les deux directions a donc été nécessaire. Le mode de transfert des données stochastiques vers le maillage de FLAC^{3D} est effectué par la méthode du milieu (*cf.* Youssef Abdel Massih, 2007). La moyenne et l'écart-type non biaisé de la réponse R sont calculés comme suit :

$$\mu_R = \frac{1}{n_{sim}} \sum_{i=1}^{n_{sim}} R \tag{3}$$

$$\sigma_R = \sqrt{\frac{1}{n_{sim} - 1} \sum_{i=1}^{n_{sim}} \left(R - \mu_R\right)^2} \tag{4}$$

où n_{sim} est le nombre des simulations de Monte Carlo.

4. Modèle déterministe

Le modèle déterministe utilisé pour le calcul de la charge ultime, du déplacement et de la rotation de la fondation est basé sur des simulations numériques sous FLAC^{3D}. Un pilotage en déplacement est adopté pour le calcul de la charge ultime de

la fondation. Un domaine de sol de longueur $15\mathrm{B} = 30\,\mathrm{m}$ et de hauteur $2.5\mathrm{B} = 5\mathrm{m}$ est considéré. Les limites verticales et horizontales du domaine sont suffisamment loin de la fondation pour ne pas perturber le champ de vitesses dans le sol pour toutes les configurations de sol et de chargement étudiées ultérieurement. Un maillage non uniforme composé de 1620 zones est utilisé (Figure 1). Les conditions aux limites du maillage consistent à (i) bloquer les déplacements dans la direction perpendiculaire au plan de la figure (1) car le problème traité est bi-dimensionnel ; (ii) bloquer les déplacements dans la direction horizontale pour les deux plans verticaux les plus loin de la fondation (*i.e.* limites verticales du maillage); et (iii) bloquer tout mouvement dans toutes les directions pour la frontière inférieure du domaine. Un modèle élastique parfaitement plastique basé sur le critère de rupture de Mohr-Coulomb est utilisé pour représenter le sol. Une fondation de largeur 2m et de hauteur 0.5 m est simulée par un matériau élastique linéaire et non pesant. Pour ce qui concerne le module d'Young de la fondation, une valeur cent fois plus élevée que celle du sol a été adoptée et ce, afin de modéliser une fondation rigide. La fondation est reliée au sol par l'intermédiaire d'éléments d'interface suivant la loi de Coulomb. Concernant les caractéristiques mécaniques de l'interface, elles sont considérées égales à celles du sol afin de modéliser un contact parfaitement rugueux.

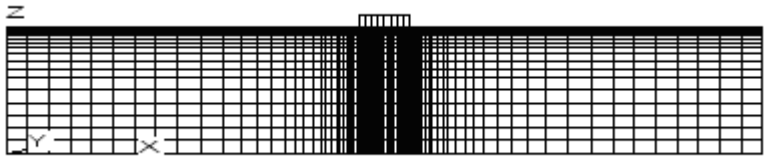


Figure 1. Maillage (FLAC^{3D})

5. Résultats numériques

Les résultats numériques présentés dans cet article considèrent le cas d'une fondation superficielle filante posée sur un sol ayant un poids volumique de 18 kN/m^3. La cohésion c suit une loi Lognormale et l'angle de frottement interne φ suit une loi Bêta (Fenton et Griffiths, 2003). Les valeurs choisies pour les moments statistiques des paramètres de résistance au cisaillement du sol et de leur coefficient de corrélation $\rho_{c,\varphi}$ ont été prises comme suit: $\mu_c = 20\,\mathrm{kPa}$, $\mu_\varphi = 30^\circ$, $10 \le COV_c \le 40\%$, $5\% \le COV_\varphi \le 15\%$ et $\rho_{c,\varphi} = 0$. L'angle de dilatance est considéré égal à $2\varphi/3$. Les moments statistiques des propriétés élastiques sont : $\mu_E = 60\ \mathrm{MPa};\ \mathrm{COV_E} = 15\%;$ $\mu_\upsilon = 0.3$ et $\mathrm{COV}_\upsilon = 5\%$. Les distances de corrélations des propriétés de cisaillement et des caractéristiques élastiques du sol sont considérées égales à $\delta_x = \delta_y = 2m$. Concernant le nombre des simulations de Monte Carlo, il a été remarqué que la convergence est atteinte à partir d'un nombre de simulations proche de 100 pour lequel la moyenne de la réponse du système et son coefficient de variation deviennent constants (*cf*. Figures 2 et 3). Pour ces 100 simulations, l'intervalle de confiance sur la valeur moyenne de la charge ultime ($\pm$ un écart-type) sera égal à l'écart type de la charge ultime des 100 simulations multiplié par $1/\sqrt{n_{sim}} = 0.1$, ce qui est équivalent à 10% de σ_R . De même, l'intervalle de confiance sur la variance de la charge ultime sera égal à la variance de la charge ultime des 100 simulations multipliée par

$\sqrt{\left(2/\left(n_{sim}-1\right)\right)} = 0.142$ σ_R^2

$\pm$

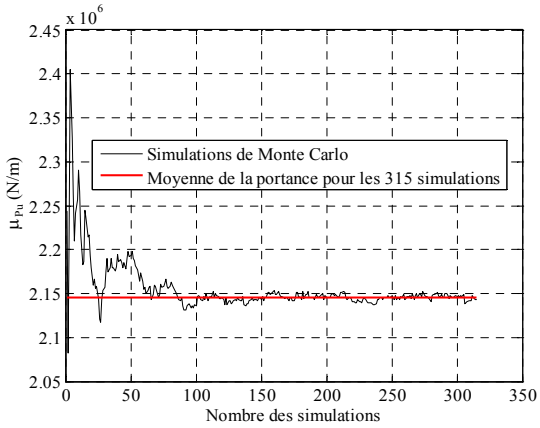


Figure 2. Moyenne de la portance en fonction du nombre des simulations

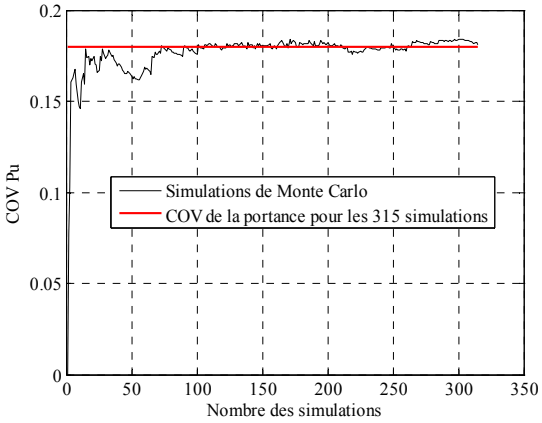


Figure 3. Coefficient de variation de la portance en fonction du nombre des simulations

Etat limite ultime (ELU)

La figure (4) montre les courbes effort-déplacement de toutes les simulations de Monte Carlo ainsi que la moyenne de ces courbes. La valeur de la moyenne de la charge ultime est de 2143.5 kPa. Cette valeur est inférieure à la valeur déterministe (*i.e.* 2386 kN/m) calculée pour un sol homogène dont les caractéristiques de cisaillement sont constantes et égales aux valeurs moyennes (*i.e.* $c = 20$ kPa, $\varphi = 30^o$, $\psi = 20^o$).

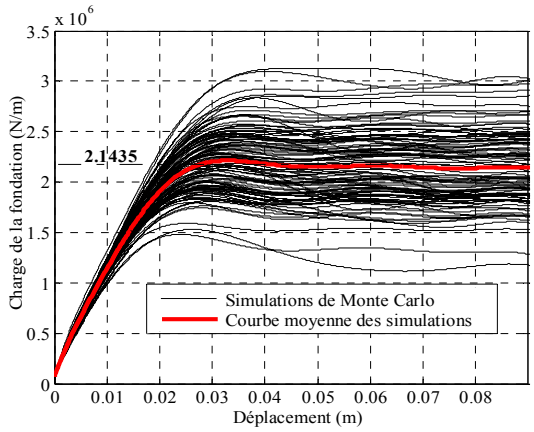


Figure 4. Courbes effort-déplacement des simulations de Monte Carlo

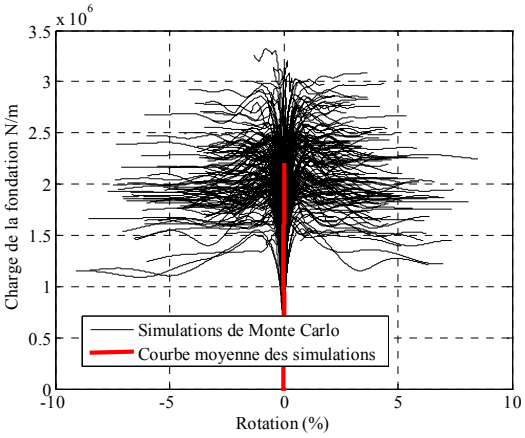


Figure 5. Courbes effort-rotation des simulations de Monte Carlo

La figure (5) présente les courbes effort-rotation de toutes les simulations de Monte Carlo ainsi que la moyenne de ces courbes. On remarque que la courbe

moyenne de toutes les simulations correspond à une rotation nulle de la fondation : on retrouve le cas d'un sol homogène pour lequel la fondation reste horizontale et ne subit aucune rotation.

La figure (6) présente le maillage déformé correspondant à une simulation donnée (*i.e.* une réalisation des champs de la cohésion et de l'angle de frottement interne). On remarque que l'hétérogénéité correspondant à une réalisation donnée du champ aléatoire crée une asymétrie dans le champ de vitesses et de déformations et aboutit à une rotation de la fondation. Cependant, la moyenne des rotations de l'ensemble des réalisations est nulle comme signalé dans le paragraphe précédent.

Figure 6. Maillage déformé d'une réalisation

La figure (7) montre la variation de la moyenne de la charge ultime de la fondation écrite sous forme adimensionnelle $\mu_{P_u} / \gamma B^2$ en fonction de la distance d'autocorrélation pour différentes valeurs des coefficients de variation de la cohésion et de l'angle de frottement interne. La distance d'autocorrélation est supposée la même dans les directions horizontale et verticale.

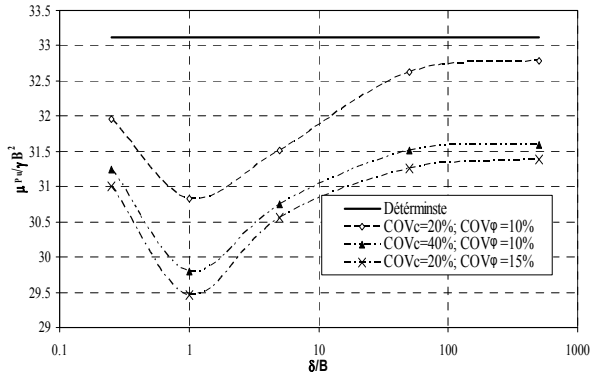


Figure 7. Moyenne de la portance

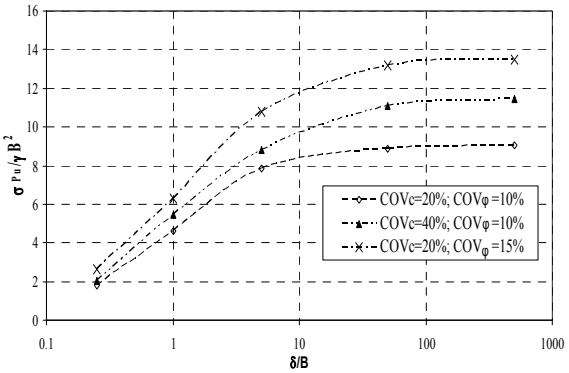


Figure 8. Ecart-type de la portance

On remarque que la moyenne de la charge ultime diminue puis augmente avec l'augmentation de la distance d'autocorrélation. Un cas critique existe quand la distance d'autocorrélation devient égale à la largeur de la fondation (*i.e.* $\delta/B = 1$). Ce cas correspond à la plus petite moyenne de la charge ultime. Des résultats similaires ont été observés par Griffiths et Fenton dans plusieurs problèmes en géotechnique (portance des fondations, stabilité des talus). Ceci peut être expliqué comme suit : Le mécanisme de ruine cherche à passer par les zones les plus faibles du sol. Cependant, pour une grande variabilité (*i.e.* des petites distances d'autocorrélation), le mécanisme de ruine rencontre des difficultés pour trouver le chemin le plus faible puisque les zones faibles du sol sont entourées par des zones fortes à cause de la grande variabilité du sol. La ligne de rupture d'un sol très hétérogène cherche à passer par les zones les plus faibles (*i.e.* à faibles paramètres de cisaillement). Ceci rend cette ligne de glissement trop tortueuse et par conséquent, elle sera trop longue

aboutissant ainsi à une forte portance. Quand la distance d'autocorrélation est égale à la largeur de la fondation, la variabilité du sol est telle que le mécanisme de rupture peut se développer en passant par les zones les plus faibles sans être très étendu en volume. Par conséquent, la valeur de la moyenne de la portance sera plus faible que la valeur obtenue pour un sol très hétérogène.

La valeur de la moyenne de la portance augmente avec la diminution des coefficients de variation des paramètres de cisaillement du sol. Elle tend vers la valeur déterministe pour des petits coefficients de variation et de grandes distances d'autocorrélation (*i.e.* cas d'un sol homogène dont les paramètres de cisaillement sont égaux à leurs valeurs moyennes).

Concernant l'écart-type de la charge ultime (Figure 8), il augmente avec l'augmentation des distances d'autocorrélation et des coefficients de variation des paramètres de cisaillement du sol.

A partir des figures (7) et (8), en comparant l'effet d'une augmentation de 5% du coefficient de variation de l'angle de frottement interne à celui de l'augmentation de 20% du coefficient de variation de la cohésion, on remarque que la moyenne de la charge ultime et son écart-type sont plus sensibles aux variations de l'angle de frottement interne qu'à celles de la cohésion.

La figure (9) présente la variation de la moyenne de la portance écrite sous forme adimensionnelle $\mu_{P_u} / \gamma B^2$ avec les distances d'autocorrélation verticale et horizontale. Pour chaque courbe, une distance d'autocorrélation est fixée à 2 m (*i.e.* $\delta / B = 1$) et l'autre varie sous forme adimensionnelle δ / B. On remarque que la moyenne de la portance est plus sensible à la variation de la distance d'autocorrélation horizontale. Par conséquent, la bonne détermination de la distance d'autocorrélation horizontale est très importante pour obtenir des résultats fiables.

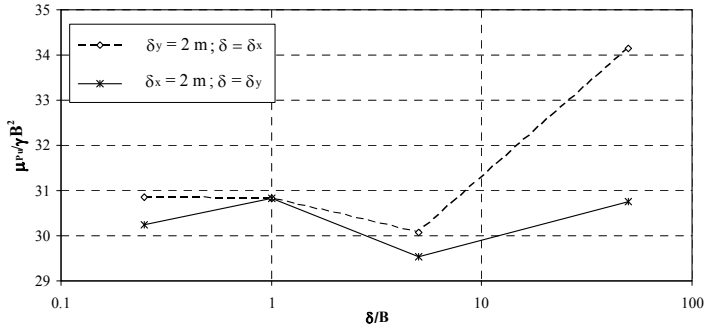


Figure 9: Variation de la moyenne de la portance en fonction des distances d'autocorrélation

A partir des simulations de Monte Carlo, on peut ajuster les valeurs obtenues des charges ultimes de toutes les simulations selon une loi de distribution de probabilité connue. Les lois les plus communément utilisées en géotechnique sont les lois Normale, Lognormale et Gamma (Figure 10). Il est à noter que, dans le cas de cet article où le nombre de simulations de Monte Carlo est faible, les queues des distributions de probabilité ajustées ne sont pas rigoureuses. Un nombre supérieur des simulations de Monte Carlo est nécessaire pour minimiser l'erreur au niveau de ces queues de distribution.

$\mu_{Pu} = 2143.5$ kPa
$\sigma_{Pu} = 401.29$ kPa
n = 315 simulations

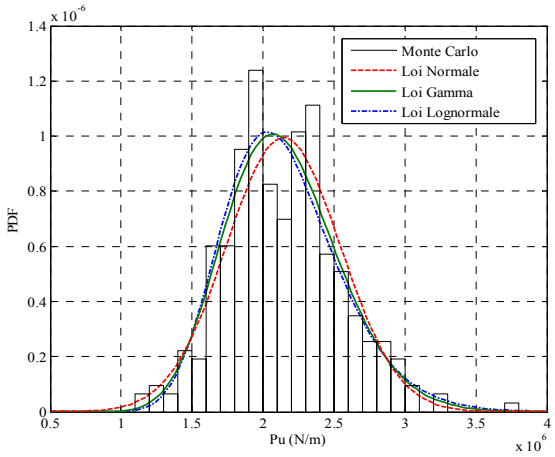


Figure 10: Approximations de la densité de probabilité de la portance des simulations de Monte Carlo

Etat limite de service (ELS)

Dans cette partie, on se propose d'étudier l'effet de la variabilité spatiale des propriétés élastiques du sol (E et υ) sur le calcul du déplacement vertical du centre de la fondation et sa rotation et ce dans le cas d'une charge verticale donnée. Le module d'Young et le coefficient de Poisson sont modélisés par des champs aléatoires indépendants qui suivent des lois Lognormales. Les distances d'autocorrélation utilisées sont : $\delta_v = \delta_h = 2\,\mathrm{m}$ (*i.e.* $\delta/B = 1$). Une charge de 750 kN/m est appliquée à la fondation. On a remarqué que la loi Lognormale ajuste au mieux la densité de probabilité du déplacement vertical au centre de la fondation au voisinage de la moyenne (Figure 11). Concernant la rotation de la fondation, on remarque qu'une loi Normale de moyenne nulle ajuste au mieux la densité de probabilité obtenue par les simulations de Monte Carlo au voisinage de la moyenne (Figure 12).

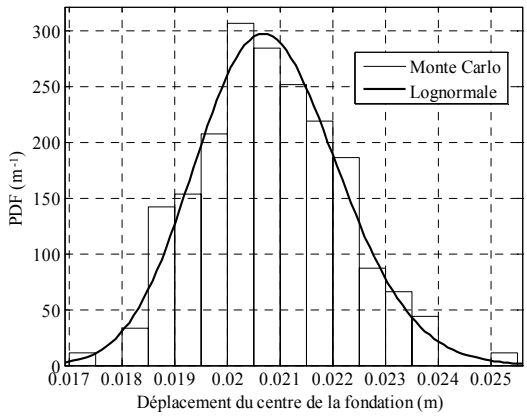


Figure 11: Densité de probabilité du déplacement

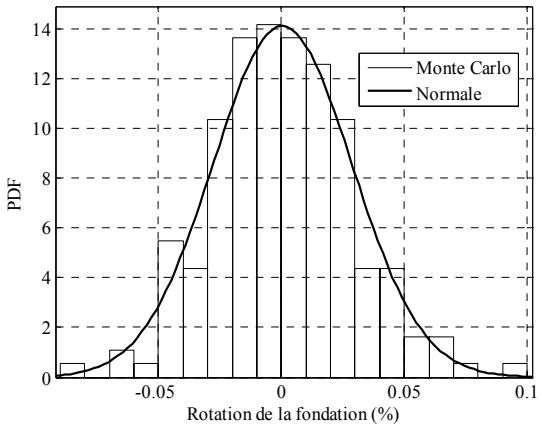


Figure 12: Densité de probabilité de la rotation de la fondation

Comme pour l'ELU, les queues des distributions de probabilité ajustées ne sont pas rigoureuses. Un nombre supérieur des simulations de Monte Carlo est nécessaire pour minimiser l'erreur au niveau de ces queues de distribution.

6. Conclusion

Ce article présente une analyse probabiliste à l'ELU et à l'ELS d'une fondation filante soumise à un chargement vertical centré et posée sur un sol présentant une variabilité spatiale. Les propriétés du sol sont modélisées par des champs aléatoires. La méthode de discrétisation de champ utilisée est la méthode spectrale qui utilise les transformations de Fourrier. Pour l'analyse de l'état limite ultime, des échantillons de sol ont été générés et la charge ultime correspondante à chaque réalisation de sol a été calculée. La moyenne et l'écart-type de la réponse de toutes les simulations ont été déterminés. Il a été montré que la valeur de la moyenne de la charge ultime de toutes les simulations est inférieure à la valeur déterministe calculée pour un sol homogène dont les caractéristiques de cisaillement sont constantes et égales aux valeurs moyennes. La moyenne de la charge ultime diminue puis augmente avec l'augmentation des distances d'autocorrélation pour un sol isotrope. Un minimum existe pour une distance d'autocorrélation égale à la largeur de la fondation. L'hétérogénéité du sol crée une asymétrie dans le champ de vitesses et de déformations. La charge ultime est plus sensible aux variations de l'angle de frottement interne qu'à celles de la cohésion. Pour l'ELS, les lois de probabilité du déplacement vertical du centre de la fondation et de la rotation de la fondation ont été ajustées respectivement par une loi Lognormale et une loi Normale. Il est à noter que les queues des distributions de probabilité ajustées ne sont pas rigoureuses. Un nombre supérieur des simulations de Monte Carlo est nécessaire pour minimiser l'erreur au niveau de ces queues de distribution.

7. Références bibliographiques

Assimaki, D., Pecker, A., Popescu, R., Prevost, J. (2002). Effects of spatial variability of soil properties on surface ground motion. Journal of Earthquake engineering, 7(1), 1-44.

Griffiths, D.V., Fenton, G.A. (1993). Seepage beneath water retaining structures founded on spatially random soil. Géotechnique, 43(4), 577-587.

Griffiths, D.V., Fenton, G.A. (2000). Influence of soil strength spatial variability on the stability of an undrained clay slope by finite elements. Geotechnical Special Publications, 101, Slope Stability 2000, The GeoInstitute of the American Society of Civil Engineers.

Fenton, G.A., Griffiths, D.V. (2002). Probabilistic foundation settlement on spatially random soil. J. of Geotech. & Geoenv. Engrg, ASCE, 128(5), 381-390.

Fenton, G.A., Griffiths, D.V. (2005). Three-Dimensional probabilistic foundation settlement. J. of Geotech. & Geoenv. Engrg, ASCE, 131(2), 232-239.

Fenton, G. A., Griffiths D. V. (2003). Bearing capacity prediction of spatially random c-φ soils. Can. Geotech. J., 40, 54-65.

Griffiths D.V., Fenton, G.A. (2001). Bearing capacity of spatially random soil: the undrained clay Prandtl problem revisited. Géotechnique, 51(4), 351-359.

Griffiths, D. V., Fenton, G. A., Manoharan, N. (2002). Bearing capacity of rough rigid strip footing on cohesive soil: Probabilistic study. J. of Geotech. & Geoenv. Engrg., ASCE, 128(9), 743-755.

Popescu, R., Deodatis, G., Prevost, J.H. (1998). Simulation of homogeneous non-Gaussian stochastic vector fields Prob. Engrg. Mech., 13(1), 1-13.

Popescu, R., Deodatis, G., Nobahar, A. (2005). Effect of random heterogeneity of soil properties on bearing capacity. Prob. Engrg. Mech., 20, 324-341.

Shinozuka, M., Deodatis, G. (1991). Simulation of stochastic processes by spectral representation. Applied Mechanics Reviews, ASME, 44(4), 191-204.

Vanmarcke, E. (1983). Random fields: analysis and synthesis. MIT press Cambridge, 382 p.

Youssef Abdel Massih, D. (2007). Analyse du comportement des fondations superficielles filantes par des approches fiabilistes. *Thèse de Doctorat*, Université de Nantes, 267 p.

PREMIERS ESSAIS SISMIQUES EN CENTRIFUGEUSE DU LCPC

INITIAL FIRST SEISMIC CENTRIFUGE TESTS AT LCPC

Nawel CHENAF[1], Sandra ESCOFFIER[1], Jean-Louis CHAZELAS[1]
1 Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Nantes, France

RÉSUMÉ – Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussés a acquis un simulateur de séisme pour compléter son équipement d'essais géotechniques, en modèles réduits centrifugés. Cette communication vise à présenter les premières applications de cet outil de modélisation physique qui portent sur l'étude du comportement d'un pieu flottant isolé et d'un groupe de deux pieux travaillant en pointe.

ABSTRACT – The Laboratoire Central des Ponts et Chaussées has purchased an earthquake simulator to supplement its equipment for the geotechnical centrifuge. This communication presents the first applications of this physical modelling tool concerning the seismic responses of a floating pile and that of a group of two end-bearing piles.

1. Introduction

L'analyse de l'interaction sol-pieu-superstructure est une étape importante pour l'amélioration des règles de conception des pieux et des superstructures fondées sur ce type de fondation.

Le LCPC a engagé de longue date l'étude expérimentale en modèles réduits centrifugés de cette interaction par la méthode du module de réaction. Celle-ci repose sur la description de l'interaction sol-pieu par les courbes p-y avec p la réaction du sol et y le déplacement du pieu. Ces courbes sont utilisées dans le règlement national (Fascicule 62, 1993) et les règlements internationaux (API, 1993 ; PHRI, 1980 ; DNV, 1992) pour dimensionner les pieux.

Les essais en modèles réduits, précédemment réalisés avec la centrifugeuse du LCPC, ont permis la mesure des déformations le long d'un pieu et d'en déduire les courbes p-y pour différents cas de chargement statiques et cycliques, appliqués en tête de pieu à l'aide de vérins.

L'acquisition du Simulateur de Séisme (SdS) a permis d'envisager l'élargissement des cas de chargement au domaine sismique et donc à la production de courbes p-y sismiques.

Cette communication présente la première campagne expérimentale qui a permis la mesure des moments fléchissants sismiques, qui vont servir à l'établissement des courbes p-y relatives à ce chargement. Deux configurations ont été testées : un pieu flottant isolé et un groupe de deux pieux verticaux travaillant en pointe et encastrés en tête.

Après avoir justifié le choix de l'input sismique utilisé, nous décrirons le champ d'accélération dans un conteneur spécifiquement dimensionné pour ces essais. Les dispositions expérimentales relatives aux deux configurations de pieux seront détaillées, ainsi que la reproductibilité des essais. Enfin des courbes enveloppes des moments fléchissants de chaque configuration d'essai seront présentées.

2. Choix de l'input sismique

Le signal sismique de simulation choisi est une fonction harmonique de type sinusoïdale. Les caractéristiques de la fonction utilisée pour chaque configuration sont données dans le tableau I. Ces caractéristiques correspondent au mouvement sismique enregistré au niveau de la table vibrante du SdS.

Le choix de la fréquence du signal sismique à simuler est guidé par la fréquence de résonance du système superstruture-pieu-sol d'une part et de celle de la colonne de sol d'autre part. Les fréquences naturelles d'oscillation de chaque configuration ont été précédemment déterminées (Bonab, 2003 ; Escoffier et al., 2007), par le biais d'essais en oscillations libres simulées par un générateur d'impact. La fréquence de résonance de la colonne de sol a été estimée à 4 Hz. La fréquence naturelle du pieu isolé et équipé d'un chevêtre est proche de 3,6 Hz. Nous avons choisi de solliciter cette configuration avec une fréquence égale à 2,25 Hz. La configuration composée de deux pieux a une fréquence naturelle d'oscillation, relative à un mode de basculement et de translation, égale à 5,1 Hz, elle a été soumise à un séisme d'une fréquence égale à 4 Hz.

Le nombre de cycles choisi est supérieur à celui préconisé par L'Eurocode 8. Nous noterons que le choix en amplitude et en fréquence des sollicitations sinusoïdales, appliquées aux modèles, sont en accord avec les amplitudes et les plages de fréquence de séismes réels cités dans la littérature, ou de séismes synthétiques souvent mis en œuvre dans des modèles numériques (Tableau II).

La figure 1 représente l'enregistrement de l'accélération de la table vibrante du SdS lors d'un essai sur pieu isolé flottant. Nous constatons que le SdS permet de reproduire le signal d'entrée programmé, tant sur le plan temporel que fréquentiel (absence d'harmoniques supérieures d'amplitude notable).

Tableau I. Caractéristiques des fonctions sinus simulées

	1 pieu		2 pieux	
	Modèle	Prototype	Modèle	Prototype
Amplitude [g]	18	0,45	18	0,45
Fréquence [Hz]	90	2,25	160	4
Durée [s]	0,33	13	0,625	25
Nbre d'alternance [.]	30	30	100	100

Tableau II. Propriétés de quelques séismes réels ou synthétiques

Evénement	Pic d'accélération [g]	Nombre approximatif de cycle [.]	Domaine des fréquences prédominantes [s]
Mexico (1985)	0,12	3	1,7 - 2
EC- 8, S1 Soil	0,13	> 20	2 - 10
Loma Prieta (1989)	0,25	6 - 7	3,3 - 6,6
Northridge (1994)	0,43	2 - 3	2 - 6,6
Pyrgos (1993)	0,46	1	2,2 - 8,3
Kobe (1995)	0,83	4	1,1 - 3,3

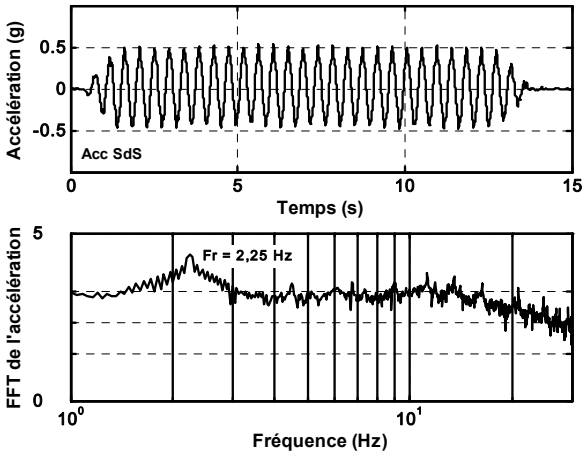


Figure 1. Enregistrement de l'accélération de la table vibrante du SdS

3. Caractérisation du champ d'accélération dans le conteneur ESB

Le conteneur ESB (Equivalent Shear Beam), conçu au LCPC pour minimiser les effets de bords sur la réponse d'une colonne de sol en champ libre, est composé d'une base rigide en aluminium sur laquelle est fixé un empilement successif de cadres en aluminium et de joints de caoutchouc. Un choix judicieux de ces joints permet d'obtenir un conteneur ayant un comportement dynamique proche de la colonne de sol en termes de déformée et de fréquence naturelle (Zeng et al. 1996).

Le conteneur ESB a été utilisé différemment pour les deux configurations d'essai : dans une phase d'apprentissage de la mise en place et de la conduite des premiers essais sismiques, le conteneur a été maintenu rigide ; par la suite, pour les essais sur le groupe de deux pieux, les parois du conteneur ont été libérées.

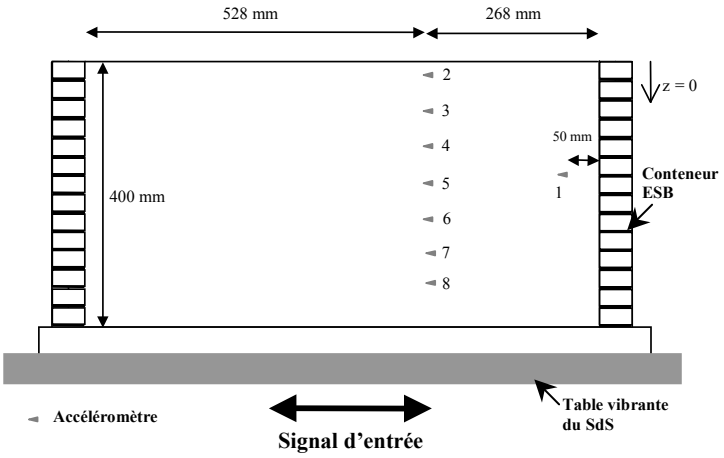
Dans le premier cas, les essais sismiques n'ont rien de réalistes, le sol est confiné dans un volume fini, délimité par des parois rigides, les déformations du sol dans le champ proche et dans le champ lointain ne sont donc plus valides.

Afin de caractériser l'évolution de l'accélération du sol dans ces conditions particulières, deux essais ont été réalisés sur des conteneurs de sable sans pieu. Le massif, un sable sec et homogène de Fontainebleau d'une densité égale à 1600 kg/m^3 (Dr =86%), a été instrumenté en cours de pluviation avec une série d'accéléromètres, disposés à différentes profondeurs (figure 2). Un essai a été mené avec les parois fixées (conteneur rigide) et un essai a été mené avec les parois libérées (conteneur flexible). Les profils de l'accélération maximale du sol relatifs à ces deux essais sont donnés sur la figure 3.

La figure 3-(a) montre que, dans le cas du conteneur rigide, l'accélération du sol diminue du fond du conteneur jusqu'à la cote 7 m puis croît jusqu'à la surface. Cette observation, qui ne vérifie par le principe bien établi en géodynamique d'amplification de l'accélération sismique à travers une colonne de sol du bedrock à la surface, montre le caractère spécifique de cette configuration d'essai.

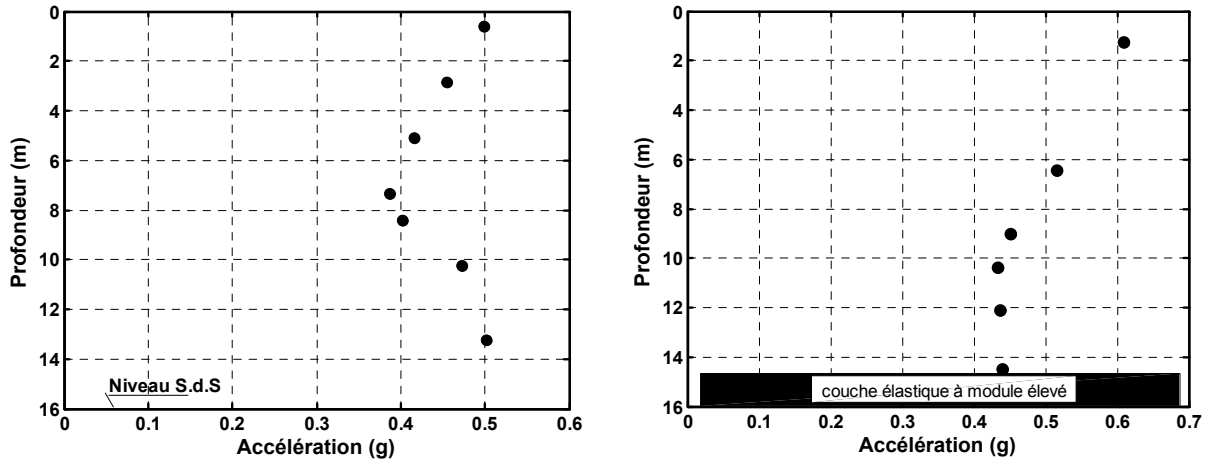
D'autre part, l'enregistrement de deux accéléromètres (1 et 4), placés à une profondeur voisine au centre et au bord du conteneur, permet d'estimer l'homogénéité horizontale du champ d'accélération dans le conteneur rigide (figure 4). Le champ d'accélération est plus élevé à proximité de la paroi, ce qui peut soit traduire la présence de réflexion d'onde soit un déplacement non homogène de la masse de sol.

Dans le cas où le conteneur est flexible (parois libérées), la figure 3-(b) montre que la forme du profil d'accélération est semblable aux profils d'accélération classiquement obtenus à l'aide de logiciel, permettant d'étudier la réponse d'une colonne de sol à une sollicitation sismique (Bardet, 2000). La fréquence de sollicitation étant proche de la fréquence de résonance de la colonne de sol, on constate un phénomène d'amplification marqué (33%). Nous noterons, dans cet essai, la présence d'une couche élastique de rigidité très élevée, disposée au fond du conteneur sur une épaisseur de 56 mm (voir paragraphe suivant), où l'on observe une accélération constante de haut en bas de la couche.



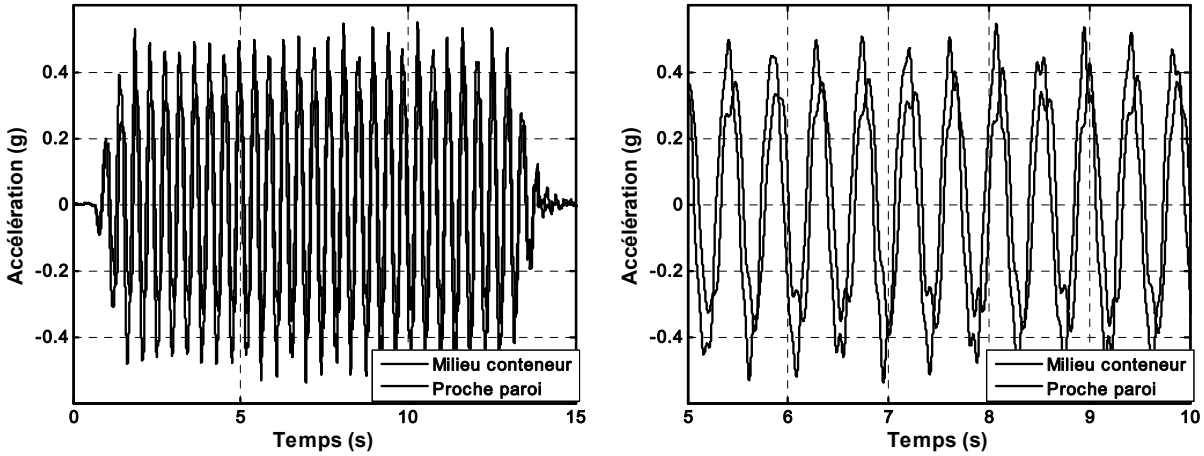
Capteur	Position du capteur (axe z)	
	Modèle (1/40^{e}) [mm]	Prototype [m]
2	15	0,60
3	71	2,84
4	127	5,08
5	183	7,32
6	210	8,40
7	256	10,24
8	330	13,20
1	127	5,08

Figure 2. Positions des accéléromètres dans le massif de sol



(a) Conteneur rigide *(b) Conteneur flexible*

Figure 3. Evolution de l'accélération du sol en fonction de la profondeur



(a) Enregistrement des accéléromètres 1 et 4 *(b) Une séquence des deux enregistrements*

Figure 4. Comparaison des accélérations à deux distances de la paroi du conteneur

4. Dispositif expérimental des essais sur le pieu isolé et le groupe de deux pieux

La couche de sol simulée dans ces essais est identique à celle décrite dans le paragraphe précédent ; dans le cas du groupe de deux pieux, ces derniers sont encastrés en pied dans la couche élastique, décrite précédemment.

Les pieux modèles en aluminium utilisés représentent des pieux prototypes en acier. Les caractéristiques géométriques et mécaniques de ces pieux sont listées dans le tableau III. Les chevêtres qui équipent les têtes des pieux sont constitués de deux pièces rigides en aluminium, assemblées autour de la tête des pieux par des boulons visés avec une clé dynamométrique. Les caractéristiques des chevêtres des deux configurations sont données dans le tableau IV.

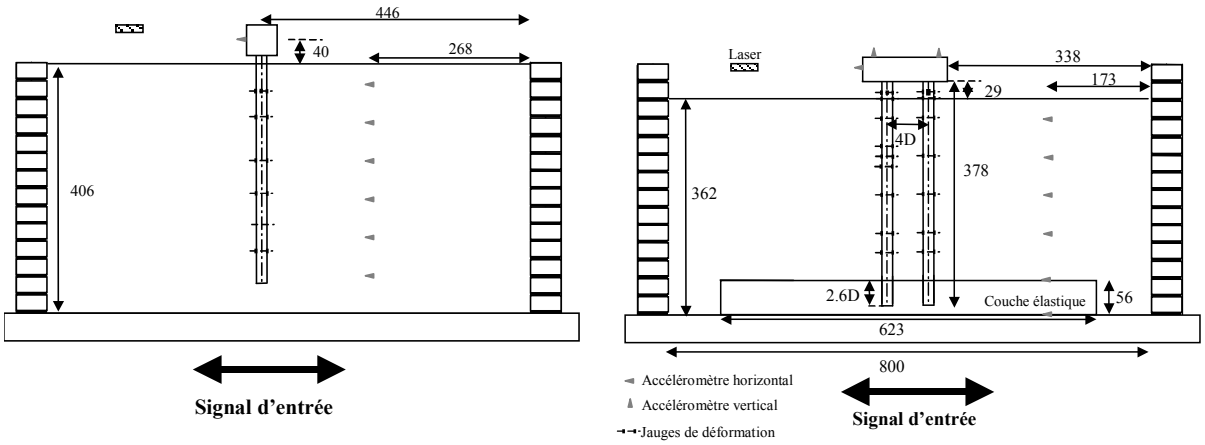
Tableau III. Caractéristiques géométriques et mécaniques des pieux

Caractéristiques	Modèle (1/40)	prototype
Longueur [m]	15,2	0,380
Longueur de fiche [m]	12	0,3
Diamètre extérieur [m]	0,72	0,018
Diamètre intérieur [m]	0,685	0,015
Module d'Young [Mpa]	$2\ 10^{5}$	$7,4\ 10^{4}$
Moment d'inertie [m^4]	$2,38\ 10^{-3}$	$2,67\ 10^{-9}$
Rigidité [$MN.m^2$]	505	$197\ 10^{-6}$

Tableau IV. Caractéristiques géométriques et mécaniques des chevêtres

	1 pieu	2 pieux
Dimension (L x l x h [mm])	30 x 50 x 50	140 x 40 x 40
Masse modèle avec capteurs [g]	209,8	560
Masse prototype avec capteurs [kg]	13360	33800

La configuration de chaque essai, l'emplacement des pieux dans le conteneur, ainsi que l'instrumentation de chaque configuration sont illustrés sur la figure 5. Le sol est équipé d'accéléromètres à différentes profondeurs. L'instrumentation spécifique des pieux est composée de 20 paires de jauges de déformations collées le long de chaque pieu, d'accéléromètres collés sur les chevêtres et d'un capteur de déplacement laser ciblant le centre de gravité des chevêtres.



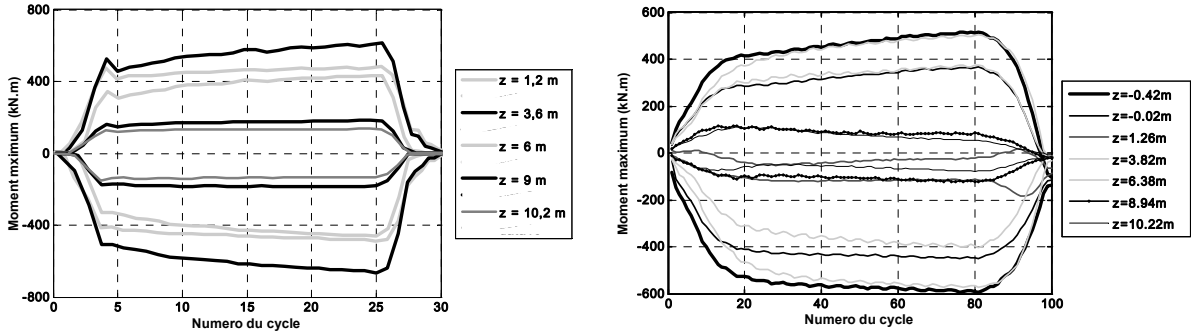
(a) configuration du pieu flottant *(b) configuration du groupe de deux pieux*

Figure 5. Dispositions expérimentales des essais sismiques

5. Moments fléchissants sismiques

Lors des essais sismiques ont été mesurés : l'accélération de la table vibrante du SdS, le déplacement et les accélérations horizontale et verticale des chevêtres, les accélérations dans le sol et les déformations des pieux. Afin d'illustrer les analyses permises par ce type d'essai, nous présentons sur la figure 6 deux exemples d'évolution des moments fléchissants au cours des cycles. Ces moments sont déduits des déformations mesurées par les jauges collées le long des pieux. Ces courbes visent à mettre en évidence une éventuelle évolution des moments maximums (positifs et négatifs) au cours du chargement ainsi que d'éventuelles déformations résiduelles (moments non nuls en fin de sollicitation).

Pour les deux configurations, les courbes des moments les plus importants en amplitude croissent depuis les premiers cycles jusqu'aux derniers cycles de sollicitation. Cette variation est probablement due à la densification du sol autour des pieux, aussi observée sur l'évolution de l'accélération du sol en fonction des cycles (Chenaf, 2007). Dans le cas du groupe de deux pieux, nous constatons que l'évènement sismique entraîne des moments résiduels contrairement au cas du pieu isolé. Les moments résiduels peuvent être interprétés comme une conséquence de la plastification du sol lors de l'essai ; ils peuvent aussi résulter de l'encastrement mécanique des têtes de pieux, qui ne peut être parfait expérimentalement : la mise en vibration du système a pu entraîner un très faible mouvement du chevêtre qui pourrait être responsable des moments résiduels mesurés.

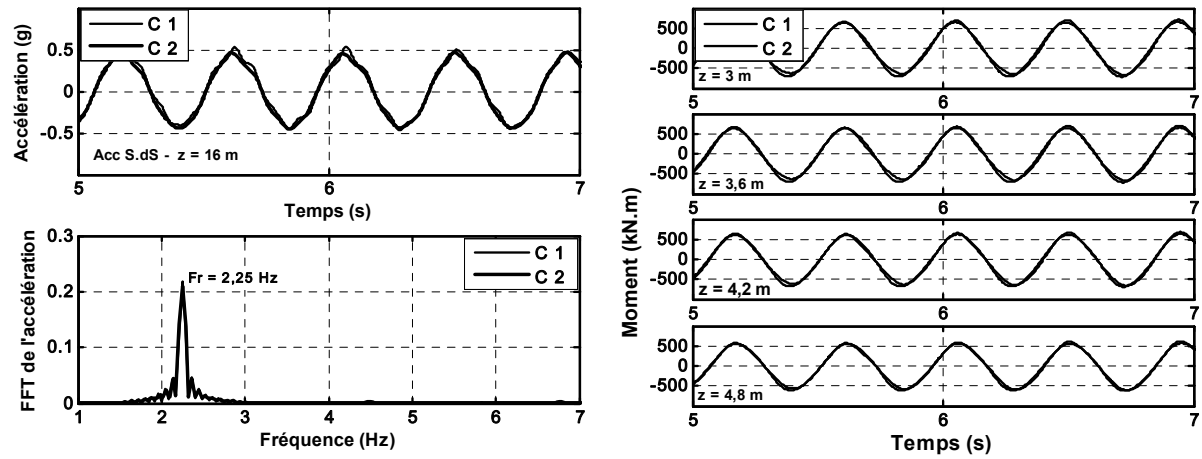


(a) Configuration avec le pieu isolé *(b) configuration du groupe de deux pieux*

Figure 6. Evolution des moments maximums en fonction du numéro de cycle

5. Reproductibilité des essais sismiques

S'agissant des premières expérimentations dynamiques avec le SdS, nous devions vérifier la reproductibilité des paramètres physiques enregistrés. Si le processus de pluviation est particulièrement bien maîtrisé aujourd'hui, il n'était pas évident *a priori* que le système de contrôle/commande du SdS et la réponse du sable dans le conteneur soient parfaitement reproductibles d'une préparation à une autre. Pour le vérifier, l'essai sur le système sol-pieu isolé a été réalisé dans deux conteneurs différents. La configuration de l'essai a été reprise à l'identique ainsi que son instrumentation. Cette démarche de validation n'a encore pu être réalisée que sur la configuration avec pieu isolé.



(a) Accélérations *(b) Moments fléchissants*

Figure 7. Comparaison des mesures dans le conteneur C1 et le conteneur C2

Nous présentons sur la figure 7-(a) la superposition de l'accélération mesurée à la base du premier conteneur (C1) et celle enregistrée dans le second conteneur (C2). Cette figure montre que les accélérations sont comparables, tant dans le domaine temporel que dans le domaine fréquentiel. Seules quelques composantes harmoniques, de très faibles amplitudes, sont présentes au-delà de la composante principale. On peut considérer que le signal d'entrée est parfaitement reproduit par le SdS.

La reproductibilité des mesures a aussi été vérifiée sur les mesures d'accélération dans le sol ainsi que les moments fléchissants le long du pieu. La figure 7-(b) montre que ces mesures sont parfaitement comparables à toutes les profondeurs. Nous noterons de plus que, contrairement aux courbes d'accélérations, les courbes des moments ne présentent pas de composantes harmoniques au-delà de la première harmonique, ce qui signifie que le système conteneur-sable-pieu constitue un filtre haute fréquence.

7. Conclusion

A travers cette courte présentation de quelques essais sismiques réalisés sur des systèmes de pieux, nous avons voulu montrer d'abord le caractère opérationnel de l'équipement réalisé grâce au financement du Ministère d'Ecologie, du Développement et de l'Aménagement Durable et de la Région des Pays de la Loire. Il est désormais possible en France, au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, à Nantes, de réaliser des essais sur modèles réduits centrifugés en génie parasismique. Nous avons également voulu montrer à travers l'analyse du champ sismique dans le conteneur et la vérification de la reproductibilité des résultats, que la politique de rigueur dans le développement des expérimentations restera un axe important de la politique de développement de l'activité de génie parasismique. Enfin, à travers quelques analyses finies de l'évolution du moment fléchissant dans les pieux en fonction de la profondeur, nous montrons toute la richesse de ce type d'essai, qui se caractérisent à la fois par le contrôle des conditions expérimentales et par la facilité pour observer l'évolution temporelle d'un grand nombre de grandeurs physique au cours des expérimentations.

8. Références bibliographiques

API – AMERICAIN PETROLUM INSTITUTE (1993). Designing and constructing fixed offshore platforms, RP2A-LRFD. Section G.p 64-77.

Bonab H.M (2003). Modélisation physique et numérique d'un pieu isolé dans un sable soumis à un impact latéral en tête. Thèse de doctorat. Université de CAEN. 228p.

Bardet J.P., Ichii K. & Lin C.H. (2000) – EERA A computer program for Equivalent-Linear Earthquake site Respose Analyses of Layered Soil Deposits. University of Southern California, report 37p

Chenaf N (2007). Interaction inertielle-Interaction cinématique Sol-Pieu. Thèse de doctorat. Ecole Centrale de Nantes. 330p.

DNV – DET NORSKE VERITAS (1992). Rules for design construction and inspection of offshore structures. Appendix F: Foundations. 5p.

Escoffier S., Chenaf N., Chazelas JL. (2007) Proceeding 4Th International conference on earthquake geotechnical engineering. ID 1438. Kyriazis D. Pitilakis.

EUROCODE EC-8 (1996). Structures in seismic regions, Part 5 : Foundations, retaining structures and geotechnical aspects. Commission of the European Communities.

Fascicule n°62 - Titre V (1993). Règles techniques de conception et calcul des fondations des ouvrages de génie civil. Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux. Ministère de l'Equipement, du Logement et des Transports. 182p.

PHRI – PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE (1980). Technical standards for port and harbour facilities in Japan. Bureau of ports and harbour. Ports and Harbour Research Institute. Ministry of Transport. 317p.

Zeng X. & Schofield A.AN (1996) Design and performance of an equivalent-shear-beam container for earthquake centrifuge modelling. Géotechnique Vol. 46 N° 1, pp83-102.

REDUCTION DES VIBRATIONS EN CENTRIFUGEUSE A L'AIDE DE BARRIERES EN POLYSTYRENE EXPANSE

MODELING OF VIBRATION ISOLATION USING EXPANDED POLYSTYRENE EPS BARRIERS IN CENTRIFUGE

Carol MURILLO[1], Luc THOREL[1], Bernardo CAICEDO[2]
1 Laboratoire Central des Ponts et Chaussés, Nantes, France
2 Département de Génie Civil, Universidad de los Andes, Bogotá, Colombie

RÉSUMÉ – Avec une barrière en polystyrène expansé, une étude paramétrique de réduction des vibrations se propageant dans un sable de Fontainebleau est réalisée en centrifugeuse. L'efficacité du système d'isolation est discutée selon la géométrie de la barrière (épaisseur, profondeur, distance à la source) et les fréquences (150 à 2000Hz) générées par une céramique piézoélectrique.

ABSTRACT – A parametric study about the use of polystyrene barriers in vibration reduction is presented. Centrifuge models using Fontainebleau sand are carried out. The efficiency of the isolation system is discussed depending on the geometry of the barrier (width, depth, distance to the source), and the excitation frequency (150 to 2000 Hz) produced by a piezoelectric ceramic.

1. Introduction

Les vibrations dues au trafic routier, aux activités industrielles, au vent, aux opérations de construction et aux phénomènes naturels tels que les tremblements de terre peuvent endommager les bâtiments, gêner la population et créer des nuisances sur les équipements techniques les plus sensibles. Cette étude concerne les vibrations générées par les poids lourds et les trains. Ce sont des vibrations à haute fréquence avec un spectre complexe qui produit une vibration perceptible sur les éléments des structures proches des voies de circulation.

L'installation de barrières dans le sol pour réduire le phénomène de vibration semble être une bonne solution, car elles créent un écran qui atténue la propagation des ondes. L'efficacité des barrières a été étudiée en faisant appel à différentes approches : 1) la modélisation numérique : Aboudi (1973), El Naggar et Chehab (2005) ; 2) des essais en vraie grandeur : Woods (1968) ; 3) des méthodes empiriques : Richart et al. (1970).

Les essais en vraie grandeur et la modélisation numérique ont montré leurs limites, en particulier vis-à-vis de la réalisation d'études paramétriques avec un sol réel. Ce pourquoi récemment des études sur l'efficacité des barrières anti-vibration ont fait appel à la modélisation physique en centrifugeuse : Davies (1994), Luong (1994) et Itoh et al. (2002, 2005).

Ce document présente les résultats d'une étude paramétrique sur des barrières en polystyrène expansé (EPS) pour réduire des vibrations générées par le trafic.. L'influence de la profondeur d'encastrement, de l'épaisseur et de la distance de la barrière par rapport à la source ont été analysés pour déterminer l'efficacité des barrières (Murillo, 2007).

2. Méthodologie

2.1 Vibrations engendrées par le trafic et effet des barrières

Le trafic routier et ferroviaire produit des vibrations de haute fréquence (jusqu'à 50Hz) avec un large spectre. Le niveau des vibrations dépend de la qualité de la route et des caractéristiques du trafic (vitesse et poids des véhicules). Cette vibration est transmisse fondamentalement à la surface du sol car la plus grande partie de l´énergie produite par une vibration est transmise par les ondes de Rayleigh.

Barkan (1962) a été un des premiers à utiliser des barrières pour réduire l'amplitude générée par des vibrations produites à la surface. Le matériau de la barrière et la géométrie (la profondeur d, la largeur w et la distance r de la source à la barrière) sont les paramètres les plus influents sur l'efficacité du système d'isolation.

L'effet des paramètres géométriques est évalué de façon adimensionnelle en fonction de la longueur d'onde de Rayleigh (λ_r), par exemple l'effet de la profondeur, de l'épaisseur ou de la distance à la source (d, w, r) est évalué en fonction des paramètres adimensionnels $D= d/\lambda_r$, $W =w/\lambda_r$ et $R=r/\lambda_r$. Il y a deux types de barrières : ouvertes ou pleines. Beskos et al (1985), Ahmad et Al Hussaini (1991), Luong (1994), et Segol et al. (1978) concluent que des barrières ouvertes sont plus efficaces que les barrières pleines, cependant, l'instabilité des parois des tranchées ouvertes rend cette méthode peu pratique. Les tranchées remplies de matériaux tels que l'asphalte modifié, le caoutchouc et l'EPS ont été étudiées : Zeng et al. (2001), Zhong et al., (2002), Itoh, (2003), Itoh et al., (2005), et Wang et al., (2006). Ces recherches ont montré que l'efficacité de certains matériaux peut approcher celle des barrières ouvertes.

Le rapport de réduction d'amplitude A_{RR} qui est le rapport entre l'amplitude A_B d'un système avec barrière et l'amplitude A_0 sans barrière pour des points choisis permet d'évaluer l'efficacité d'un système d'isolement (Woods, 1968, May et Bolt,1982). Ce rapport peut s'exprimer aussi bien en termes de mouvement vertical du sol, ou de densité spectrale.

2.2 Modélisation en Centrifugeuse

La modélisation en centrifugeuse est un outil puissant qui permet d'étudier des ouvrages géotechniques en modèle réduit. La similitude entre le modèle et le prototype est garantie grâce aux facteurs d'échelle (e.g. Garnier et al., 2008). En particulier, si les longueurs sont à l'échelle 1/N sur le modèle réduit, les fréquences sont multipliées par N.

2.3 Caractéristiques du matériau

Le sol utilisé pour cette étude est sable de Fontainebleau NE34, à un poids volumique sec de 16.31 kN/m^3. En utilisant les signaux enregistrés par les accéléromètres à différentes distances de la source de vibration et la technique SASW (analyse spectrale des ondes de surface) il est possible de déterminer la vitesse de propagation de cisaillement du sol. Les résultats obtenus montrent une valeur de vitesse de 230 m/s avec une tolérance de 30 m/s pour différents essais.

L'EPS, ou Geofoam, constituant la barrière, a une densité qui est seulement 1% à 2% celle du sol, mais il a une forte résistance par rapport à sa densité. En fait, il est capable de supporter des efforts de compression à long terme jusqu'à 100kPa (Horvath,2003). Pour cette étude les densités choisies pour les barrières ont été 1,4 et 1,6 pour les barrières de largeur de 2 cm et de 4 cm respectivement.

2.4 Préparation du modèle

Les barrières sont placées dans le conteneur rectangulaire (120 cm X 80 cm X 36 cm dimensions internes) à la position désirée. Ensuite le sable est placé dans le conteneur rectangulaire par pluviation dans l'air.

2.5 Instrumentation

La source de vibration est une céramique piézoélectrique (PEA). Les vibrations sont enregistrées à l'aide de 6 mini accéléromètres piézoélectrique (ICP® 325 A10). L'acquisition de données a été réalisée avec la chaîne CAREMBA (Derkx et al., 2006) qui enregistre à une fréquence de 50 kHz. Le capteur piézoélectrique est un PPA40M fournit par Cedrat Technologies. Un générateur de signaux Schlumberger 4450 a été utilisé pour générer la forme et fréquence du signal d'entrée.

Le PEA est posé sur un plateau circulaire en aluminium (Ø = 30 mm, hauteur= de 5 mm). La partie supérieure du capteur est fixée à une poutre qui permet d'assurer le contact avec le sol et de transmettre la charge verticale au modèle. Le signal d'entrée a été comparé avec le signal enregistré par un accéléromètre situé à la source de vibration. Les vibrations sont enregistrées avec des accéléromètres situés en surface à 3 positions différentes : 4, 8 et 12 cm de chaque barrière (Figure 1).

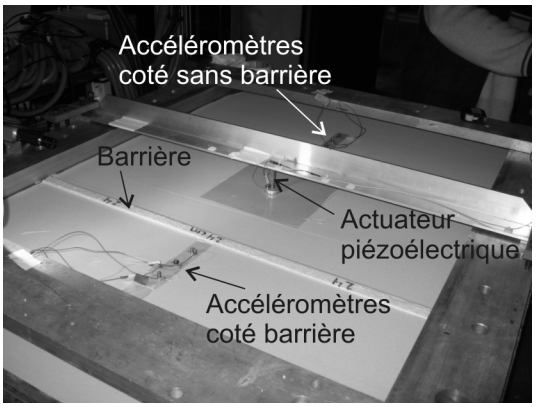


Figure 1: Modèle réduit centrifugé

2.6 Programme expérimental

Les essais, réalisés au Laboratoire Central des Pont et Chaussées à Nantes, sont effectués à une accélération centrifuge de 50 g. Différentes barrières ont été étudiées pour évaluer l'efficacité du système d'isolation. Le programme expérimental comporte un total de 960 essais, 6 barrières différentes ; deux largeurs (w = 2 et 4 centimètres) et quatre profondeurs (d = 12, 24, 34cm). Ces barrières ont été

localisées à 4 distances de la source d'excitation (r = 5,10, 15 ,20 cm). Pour chaque type de la barrière on varie la fréquence d'excitation, de 150 à 2000 Hz. Ces fréquences correspondent, sur le modèle réduit au 1/50ème, aux gammes de fréquence des vibrations induites par le trafic à échelle réelle.

3. Interprétation des résultats

3.1 Atténuation

Une comparaison entre les signaux enregistrés par les accéléromètres A, B et C situés à 4, 8 et 12 cm avec et sans barrière permettent de visualiser une atténuation de l'amplitude des signaux. Cette observation a été effectuée dans le domaine temporel (Figure 2) ainsi que dans le domaine fréquentiel. La réduction d´amplitude est aussi bien pour l'accéléromètre A, proche des barrières que pour les autres (figure 3).

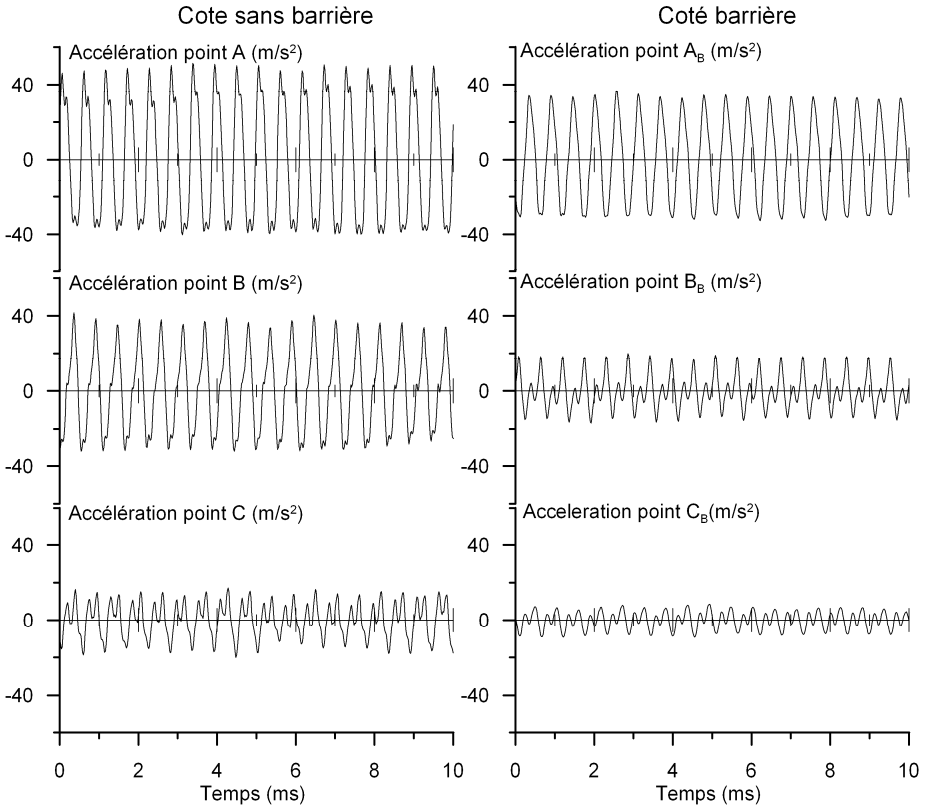


Figure 2. Accélérations des accéléromètres A, B et C avec et sans la barrière (w= 2 cm d =34 cm, r=20cm) à la fréquence d'excitation 1800Hz.

3.2 Effet de la barrière

La fréquence a une influence sur l'atténuation de l´amplitude des accélérations. L'efficacité de la barrière augmente avec la fréquence (figure 3). Ceci s'explique par le fait que l'énergie transmise au sol n'est pas suffisante pour perturber le milieu pour de faibles fréquences d´excitation (f < 500Hz), donc l'effet de la barrière est masqué.

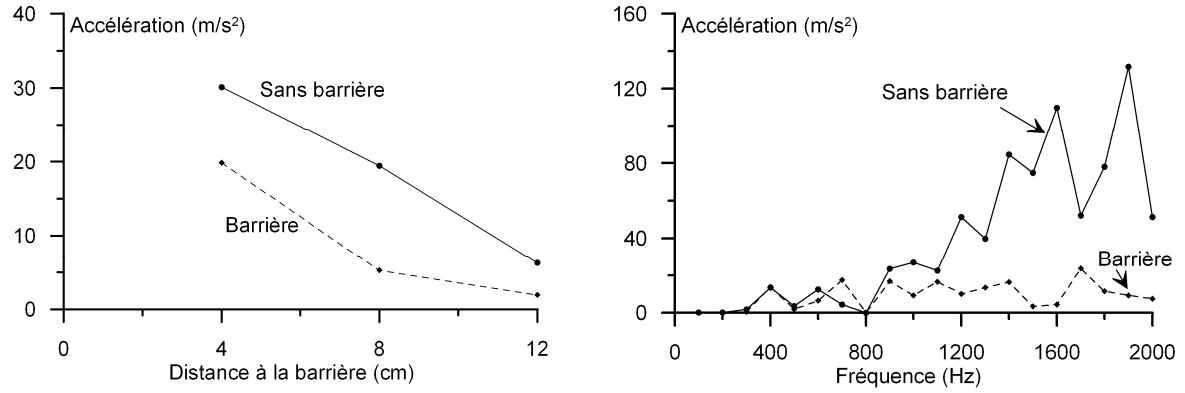


Figure 3. Effet de la barrière sur l'atténuation de l'accélération pour différentes positions (w= 2 cm d =34 cm, r=20 cm) à la fréquence d'excitation 1800Hz (à gauche), et selon la fréquence d'excitation (à droite) où w=4 cm, d=12 cm, r=5cm.

3.3 Effet de la profondeur de la barrière

La Figure 4 montre la variation du facteur A_{RR} en fonction de la profondeur de barrière ($D = d/\lambda$).

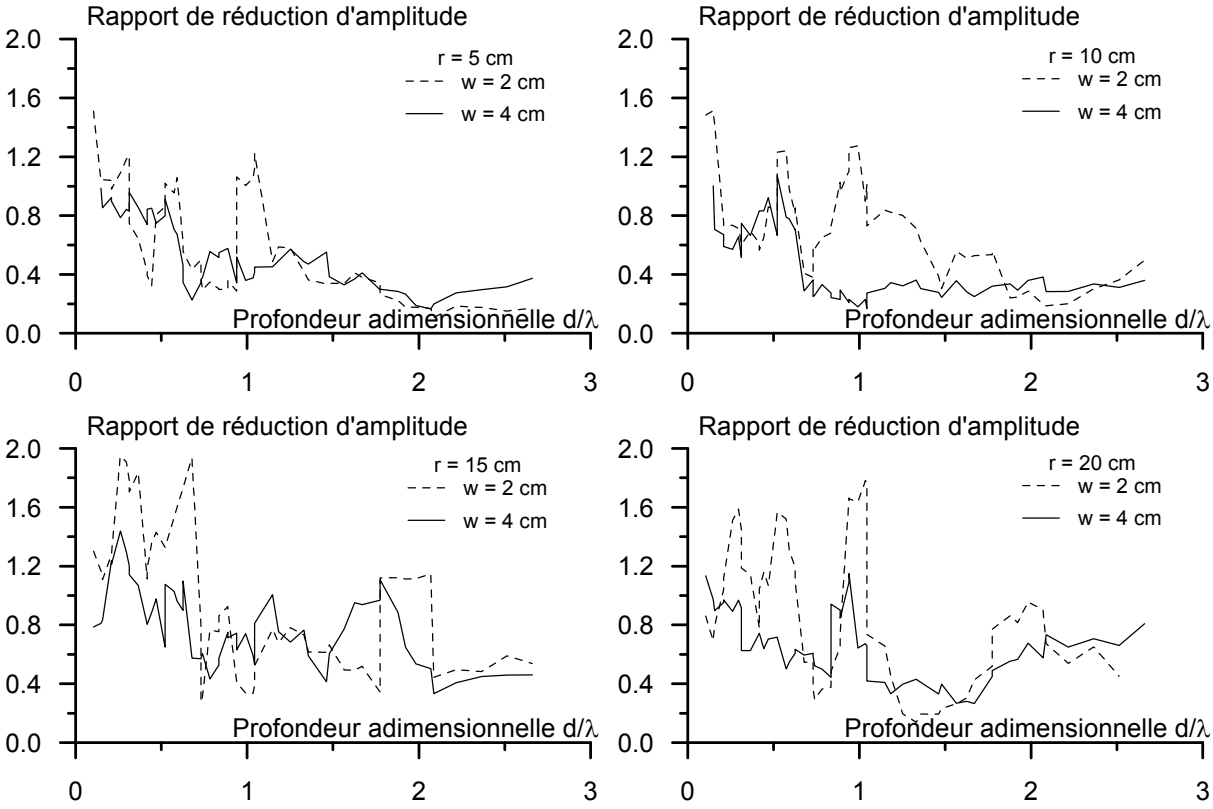


Figure 4. Variation du facteur A_{RR} en fonction de la profondeur de la barrière

L'efficacité du système d´isolation augmente avec la profondeur d'encastrement. Les résultats montrent des valeurs d'A_{RR} autour de 0,2 pour D >2.0 et pour r = 5 cm. D'autre part pour les barrières les moins profondes (d <10 cm), A_{RR} varie entre 0,8 et 1,4, et on observe une augmentation de l'amplitude quand la barrière est éloignée de la source (r >15cm). Le phénomène d'amplification a été observé pour des fréquences d'excitation faibles ainsi que pour de faibles valeurs de D. En effet la plus grande part de l'énergie ne peut pas être retenue par la barrière.

3.4 Effet de l'épaisseur de la barrière

La Figure 5 résume l'effet de W sur la réduction de l'amplitude. Les résultats montrent que la largeur de la barrière influe sur la diminution de l'accélération. Pour des valeurs W > 0,25 et pour r=5 cm, A_{RR} est proche de 0,2 pour toute profondeur.

Pour des barrières fines (W<0,25) une amplification de l'accélération est perceptible. Cette observation est plus visible pour les barrières peu profondes. Ces résultats sont en concordance avec ceux de Zelikson (1986) qui suggère que la largeur des barrières doit être égale à un quart de longueur d'onde pour assurer l'efficacité du système. Les résultats ont montré que l'influence de l'épaisseur de la barrière reste modérée pour des barrières profondes. Cependant pour les barrières peu profondes l'influence de l'épaiseur devient importante. Cette observation est conforme aux résultats obtenus par Ahmad et al. (1991) et Al-Hussaini et Ahmad (1996), Itoh et al. (2005).

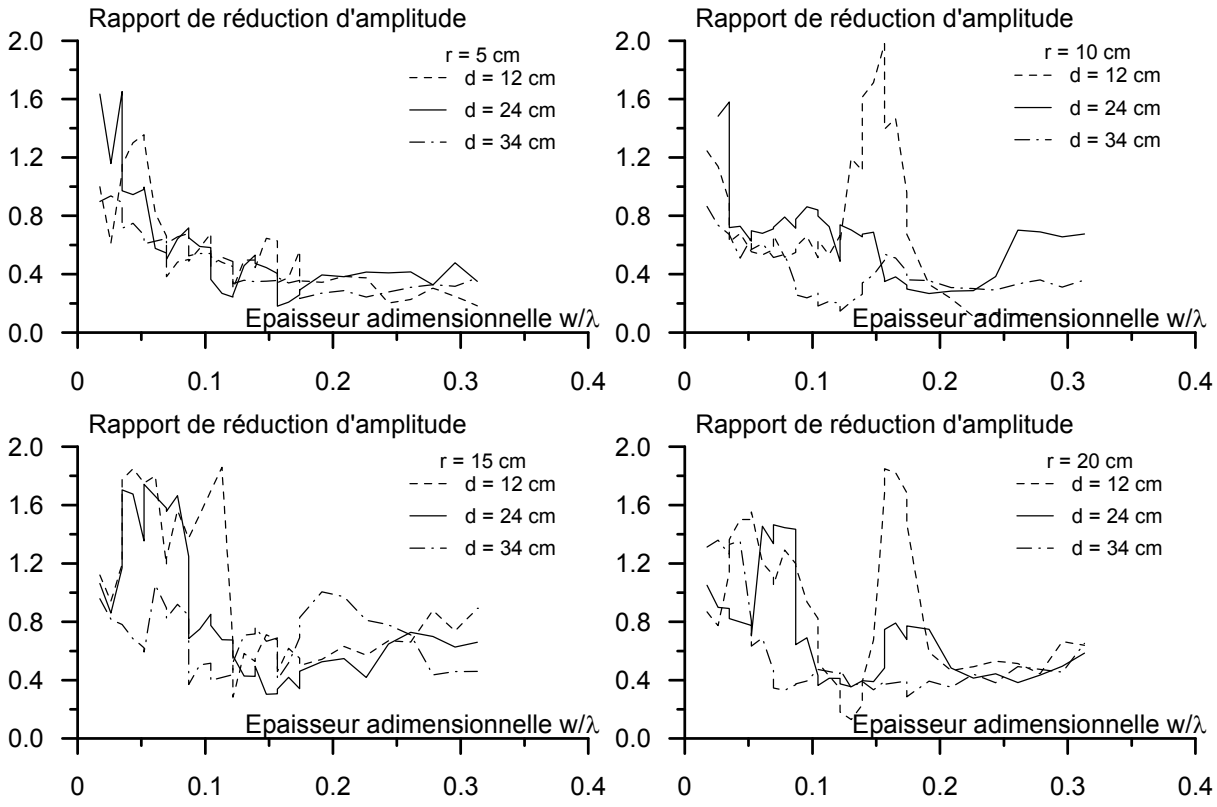


Figure 5. Variation du facteur A_{RR} en fonction de la profondeur de barrière

3.5 Effet de la distance de séparation entre la source et la barrière

Plus la distance entre la source et la barrière est grande, moindre est l'effet de la barrière. En fait, pour des barrières avec une relation D<1 et r > 15 cm la réduction en amplitude pour les accélérations est faible. Une grande distance entre la source et la barrière ne peut pas garantir l'efficacité du système; la même conclusion a été exposée par May et Bolt (1982).

4. Conclusions

Le but de ce travail a été la modélisation en centrifugeuse d'un système pour isoler des vibrations produites par le trafic en utilisant des barrières en EPS. Un système de vibration à hautes fréquences a été implanté en centrifugeuse en utilisant un capteur piézoélectrique. Les résultats ont montre que cette méthode est adaptée pour la génération des vibrations en centrifugeuse.

La réduction de vibration est déterminée en utilisant le facteur A_{RR}, ce facteur est le rapport entre l'accélération enregistré avec les accéléromètres avec et sans la barrière. Les résultats ont donné A_{RR} compris entre 0,2 et 1,8. Ils ont montré que l'efficacité du système d'isolation est liée à la géométrie de la barrière, en particulier à la profondeur. Plus la barrière est profonde plus elle est efficace. Ce phénomène est accentué quand la profondeur de la barrière est supérieure à la longueur d'onde.

Pour des barrières avec un rapport entre la profondeur de barrière et la longueur d'onde entre 1,5 < D < 2,5 le facteur de réduction reste constant. Pour les barrières caractérisées par 0,5 < D < 1 une amplification a été observée. L'influence de l'épaisseur de la barrière devient importante pour les barrières peu profondes et pour des fréquences d'excitation faibles (< 500 Hz), en particulier pour des barrières avec W < 2. D'autre part, pour des barrières profondes l'effet de l'épaisseur ne semble pas important. Enfin, l'efficacité de la barrière est plus importante si la distance entre la barrière et la source est faible.

En général il semble que l'utilisation des barrières anti vibration puisse être une solution effective pour réduire les vibrations générées par différentes sources, en particulier celles induites par le trafic routier ou ferroviaire. Cependant pour son utilisation il est nécessaire d'entreprendre des études détaillées, qui puissent tenir compte des particularités de chaque site et des caractéristiques de la source.

5. Références bibliographiques

Aboudi J. (1973) Elastic waves in half-space with barrier. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, 99(1): 69–83.

Ahmad S., Al-Hussaini T.M. (1991) Simplified design for vibration screening by open and in filled trenches. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 117(1): 67–88.

Al-Hussaini T.M., Ahmad S. (1996) Active isolation of machine foundation by in-filled trench barriers. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 122(4): 288–294.

Barkan D. D. (1962) Dynamics of Bases and Foundations. Mc Graw Hill. New York.

Beskos D.E., Dasgupta G., Vardoulakis I.G. (1985) Vibration isolation of machine foundations. In Vibration problems in geotechnical engineering. Edited by G. Gazetas and E.T. Selig. ASCE, New York. 138–151.

Davies M.C.R (1994) Dynamic soil structure interaction resulting from blast loading International Conference Centrifuge 94, 319-324.

Derkx F., Thorel L., Chazelas J.-L., Escoffier S., Rault G., Buttigieg S., Cottineau L.-M., Garnier J. (2006) Dynamic tests and simulation of earthquakes in the the LCPC's centrifuge. 6th ICPMG Int. conf. on physical modelling in geotechnics, august 4-6 2006, Hong-Kong,181-186

El Naggar M., Chehab A. (2005) Vibration barriers for shock-producing equipment. Canadian. Geotechnical. Journal. 42: 297–306

Garnier J., Gaudin C., Springman S.M., Culligan P.J., Goodings D., König D., Kutter B., Phillips R., Randolph M.F., Thorel L. (2008) Catalogue of scaling laws and similitude questions in geotechnical centrifuge modelling. Int. J. Physical Modelling in Geotechnics ISSN 1346-213X (accepté).

Horvath, J.S. (2003). Expanded polystyrene geofoam for roads embankments and other lightweight fills in urban environments. Soil and Rock for America 2003.

Itoh K. (2003) Physical modelling of wave propagation from ground vibration and vibration countermeasure. PhD Disertation, Tokyo Institute of technology.

Itoh K., Koda M., Lee K.I., Murata O., Kusakabe O. (2002) Centrifugal simulation of wave propagation using a multiple ball dropping system. International Journal of Physical Modelling in Geotechnics 2 : 33-51.

Itoh K., Zeng X., Koda M., Murata O., Kusakabe O. (2005) Centrifuge simulation of wave propagation due to vertical vibration on shallow foundations and vibration attenuation countermeasures. Journal of Vibration and control. 11, 781-800.

Luong M P.(1994) Efficiency of a stress wave mitigation barrier. Proceedings of the international Conference on Centrifuge Modelling (Centrifuge 94), Balkelma, Singapoore, 283-288.

May T.W., Bolt B.A. (1982) The effectiveness of trenches in reducing seismic motion. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 10(2): 195–210.

Murillo C. (2007) Vibration isolation using geofoam barriers in Centrifuge. Rapport LCPC n°RMS/MSC2007-1-06-1/1-a.

Richart F., Hall J., Woods R. (1970) Vibrations of soils and foundations.Englewood clifs, NJ: Prentice Hall.

Segol G., Lee P.C.Y., Abel J.R. (1978) Amplitude reduction of surface waves by trenches. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, 104(3): 621–641.

Wang Z-L, Yong Chi Wang J.C. (2006) Numerical analysis of attenutaion effect of EPS geofoam on stress waves in civil defense engineering. Geotextiles and Geomembranes. 265-273.

Zeng X., Rose J., Rice J. (2001) stiffness and damping ratio of rubber modified asphalt mixes: potential vibration attenuation for high speed railway track beds. Journal of vibration and control 7 (4), 527-538.

Zelikson A. (1986) Modélisation expérimentale des signaux d'excitation sismique. Premier Colloque National de Génie Parasismique, St Remy lés Chevreuse-France 29-30-31 Janvier.

Zhong X., Zeng X.,Rose J. (2002) Shear modulus and damping ration of rubber modified asphalt mixes and unsaturated subgrades soils. ASCE Journal of materials in civil Engineering, 14 (6) 496-502.

Woods R. (1968) Screening surface of waves soils. Journal of soil mechanics and foundations, Vol 94 951- 979.

SOLCYP : UN PROJET DE RECHERCHE SUR LE COMPORTEMENT DES PIEUX SOUMIS A DES SOLLICITATIONS CYCLIQUES

SOLCYP : RESEARCH PROJECT ON THE BEHAVIOUR OF PILES SUBMITTED TO CYCLIC LOADING

Alain PUECH [(1)], Jean CANOU [(2)], Christian BERNARDINI [(3)]
[(1)] *FUGRO France, Nanterre, France*
[(2)] *Université Paris-Est, ENPC, Institut Navier, CERMES, Champs-sur-Marne, France*
[(3)] *IREX, Paris, France*

RÉSUMÉ – La communication présente les motivations et les objectifs du projet national de recherche SOLCYP centré sur l'amélioration des connaissances du comportement des pieux de fondations sous sollicitations cycliques et leur prise en compte dans le dimensionnement des ouvrages de génie civil ou maritime. Le contenu technique et l'organisation du projet sont décrits.

ABSTRACT – The paper presents the motivations and the objectives of the French National research project SOLCYP aimed at improving the current understanding of the behaviour of piles submitted to cyclic loading and developing appropriate design engineering procedures for application to foundations for onshore or nearshore structures. The technical content and the organisation of the project are described.

1. Introduction

Des études exploratoires, menées dans le cadre d'un groupe de travail "Sollicitations cycliques en géotechnique" émanant du pôle de compétences "Sols" de l'IREX, ont mis en évidence la pauvreté de la documentation technique française et européenne dans le domaine de la réponse des sols soumis à des sollicitations cycliques (hors sismique) alors même que les textes règlementaires (EUROCODE 7 notamment) recommandent leur prise en compte dans l'ingénierie des fondations et que de nouveaux types de structures (éoliennes par exemple) sont sensibles à cette problématique. Un projet de recherche, dit projet SOLCYP, a été élaboré avec pour objectif de :

- comprendre les phénomènes physiques régissant la réponse des pieux soumis à des sollicitations cycliques verticales ou horizontales ;
- quantifier l'effet de chargements cycliques sur la réponse et la capacité des pieux ;
- définir une méthodologie d'approche du comportement des pieux soumis à des chargements de nature cyclique ;
- développer des méthodes d'ingénierie dont la complexité de mise en œuvre devra rester compatible avec la nature des ouvrages et la sévérité des effets cycliques ;
- effectuer un travail prénormatif en vue de l'introduction dans la réglementation nationale de la méthodologie proposée et des méthodes de calcul associées.

Le projet SOLCYP est constitué de deux volets complémentaires :

- un premier volet dit ANR-SOLCYP (2008-2012) financé par l'Agence Nationale pour la Recherche, comportant essais de laboratoire avancés, essais sur modèles physiques (chambre d'étalonnage et centrifugeuse) et modélisation numérique ;
- un deuxième volet dit PN-SOLCYP, Projet National devant être financé par le RGCU (Réseau Génie Civil et Urbain), qui comportera des instrumentations de struc-

tures, des essais de pieux sur sites expérimentaux, le développement d'essais géotechniques *in situ* pour la détermination des paramètres cycliques des sols.

On présente ci-après les motivations et les objectifs du projet et on décrit son contenu technique et son organisation. L'articulation et la complémentarité des volets ANR-SOLCYP et PN-SOLCYP sont précisées.

2. Motivations

2.1 Contexte et enjeux techniques

La problématique des fondations profondes soumises à des sollicitations cycliques est attachée à une gamme importante d'ouvrages et de sollicitations et actions associées. Les ouvrages concernés incluent notamment :

- les structures supports légères (composante gravitaire faible) telles que par exemple : les pylônes de transport d'énergie, les éoliennes terrestres ou offshore, les hydroliennes, les cheminées et tours de grande hauteur, etc.
- les réservoirs soumis à des cycles de vidange/remplissage,
- les ouvrages d'art supportant les infrastructures de transport, notamment ponts ferroviaires,
- les bâtiments industriels équipés de machines tournantes, vibrantes, etc.

Les actions et sollicitations visées par le projet sont, en particulier, les suivantes :

Actions/sollicitations environnementales : il s'agit essentiellement des actions générées par le vent ou la houle. Elles sont caractérisées par un nombre de cycles « moyen » (100 à 10 000), d'amplitude moyenne à forte et de période de quelques secondes. Par extension, des sollicitations présentant un caractère de répétition marqué, avec une périodicité « journalière », pourront aussi être considérées (typiquement marées et courants de marées), dans la mesure où elles peuvent être décrites de manière analogue aux actions du type vent et houle.

Actions/sollicitations industrielles : il s'agit des sollicitations induites par les machines tournantes/vibrantes, les presses, les charges roulantes présentant un aspect marqué de « répétition » (ponts roulants, chariots, …) et les charges induites par le trafic sur les infrastructures de transport (transport routier, ferroviaire). Par extension, des sollicitations présentant un caractère de répétition marqué (de fréquence même faible) pourront aussi être considérées, telles que les opérations de vidange/remplissage de réservoirs. Les sollicitations industrielles visées correspondent à une gamme importantes d'amplitudes, de fréquences et de nombre de cycles représentatifs, allant de petits nombres de cycles de grande amplitude (presses, ponts roulants, …) à de très grands nombres de cycles de faible amplitude (jusqu'à plusieurs millions de cycles représentatifs : machines vibrantes, trafic routier ou ferroviaire). Un cas particulièrement intéressant est celui d'ouvrages tels que les éoliennes et les hydroliennes, soumis simultanément à des actions environnementales (vent, houle, courants) et « industrielles » (rotation des pales). La problématique des sollicitations « cycliques » telles que définies ci-dessus est pratiquement ignorée dans le champ d'activité du génie civil. Les seules exceptions notables sont le domaine pétrolier offshore et le domaine de la géotechnique routière. En particulier, il n'existe pas de documents spécifiques (règles, normes, recommandations), au moins au plan national (et européen), permettant de prendre en compte ces sollicitations dans le processus de dimensionnement des systèmes de fondations profondes. Les règlements français tels que le DTU 13-2 (fondations de bâtiments) et le Fascicule 62 - Titre V (fondations de génie civil) mentionnent le risque lié à l'existence de sollicitations « cycliques » (en

particulier dans le cas de tractions) mais sans donner d'éléments précis sur la manière de les prendre en compte. Il en est de même pour l'Eurocode 7. En pratique, le concepteur est amené à adopter des coefficients de sécurité forfaitairement majorés, de manière à prendre en compte de manière globale ces actions cycliques, sans vraiment savoir où l'on se situe par rapport au comportement et à la sécurité de l'ouvrage. On est loin d'une démarche satisfaisante.

Il existe une demande professionnelle forte pour :

- développer des approches/méthodes permettant d'aborder de manière rationnelle le calcul et le dimensionnement des fondations profondes d'ouvrages soumis à des sollicitations cycliques ;
- d'élaborer des documents/recommandations spécifiques qui devront être cohérents avec les documents règlementaires existants (Fascicule 62, Eurocode 7), tout en les complétant et les améliorant dans le cadre des sollicitations cycliques.

2.1 Contexte et enjeux scientifiques

De nombreux travaux dans le domaine des fondations sous chargement cyclique (de houle) ont été menés dans le secteur pétrolier offshore au cours des années quatre vingt et quatre vingt dix. On citera en particulier les travaux de l'école australienne (équipes des professeurs Poulos (1988,1989) et Randolph (2005)) et de l'école norvégienne (entre autres, Andersen *et al.* (1980, 1988), Karlsrud *et al.* (1987)). En France on peut faire référence aux travaux de l'IFP et du CLAROM (Puech et Jezequel, 1980). On peut aussi mentionner les travaux de l'équipe du Professeur Jardine à Imperial College au Royaume Uni (Jardine and Chow, 1996).

Ces travaux ont débouché essentiellement sur :

- le développement des méthodes de courbes de transfert (sous charges latérales : P-Y et sous charges axiales: T-Z) avec notamment la notion de courbe enveloppe cyclique pour les chargements latéraux ;
- la mise au point de procédures détaillées d'estimation de la résistance cyclique des sols basées sur le concept de diagrammes – contours, établis à partir d'essais de laboratoire spéciaux sur différents chemins de sollicitation, destinés à reproduire les chemins suivis dans le sol de fondation, et combinés avec la notion de cumul d'endommagement du matériau. Ces méthodes sont appliquées aux fondations gravitaires, aux pieux sous chargement axial et aux caissons à succion.

Il sera important de s'appuyer sur ces acquis pour progresser sur cette même problématique dans le domaine de la géotechnique terrestre. Toutefois une simple transposition n'est pas possible car :

- les modes de sollicitation cyclique envisagés sont plus variés et plus complexes que la seule houle supposée sinusoïdale avec une période type de 10 s ;
- les types de pieux sont également différents et ne se limitent pas au seul pieu métallique battu utilisé en offshore ;
- l'implantation des structures offshore nécessite des reconnaissances géotechniques lourdes (sondages carottés, essais de laboratoire spéciaux) qui ne pourraient être mises en œuvre en sites terrestres que pour des ouvrages exceptionnels. Des méthodes simplifiées sont souhaitables et nécessaires pour tous les cas courants.

2.3 Contexte et enjeux économiques

La finalité du projet SOLCYP est clairement (1) d'accroître la fiabilité des ouvrages (meilleure maîtrise de la sécurité), (2) d'améliorer leur durabilité (réduction des ris-

ques de pathologie, à moyen et long termes) et (3) optimiser les coûts de réalisation (dimensionnements affinés). Le projet intéresse les secteurs de l'énergie (EDF, production, transport), des infrastructures de transport (RFF), des grands réservoirs (hydrocarbures,…), des ouvrages légers de grande hauteur (cheminées, tours de réfrigération ou de craquage). Ces secteurs sont très actifs et génèrent des chiffres d'affaires importants tant au plan national qu'international. L'amélioration des méthodes de calcul et de dimensionnement des fondations de ces ouvrages, va entraîner des gains économiques et socio-économiques importants par les effets suivants :

- des dimensionnements plus rationnels et fiables, permettront de réduire les coefficients de sécurité et d'optimiser la taille des fondations ; ils permettront aussi, pour certains types d'ouvrages (pylônes, éoliennes, …), de remplacer des fondations massives par des pieux ou micropieux, générant des réductions de coûts significatives au niveau de la construction des ouvrages ;
- la réduction des risques de pathologie et de désordres sur les ouvrages entraînera des gains substantiels en termes de coûts d'entretien et de réparation éventuels ainsi que (et peut-être surtout) en termes de pertes d'exploitation liées aux arrêts de fonctionnement des ouvrages. Les pathologies associées à la problématique des sollicitations cycliques ne sont pas toujours très spectaculaires mais elles engendrent souvent des désordres susceptibles d'entraîner des dysfonctionnements significatifs (tassements différentiels, fissurations, orniérages)
- l'augmentation de la durée de vie des ouvrages se traduira par une meilleure rentabilité des investissements.

Le marché des éoliennes est un domaine en pleine expansion. On estime que l'objectif du protocole de Kyoto (produire 21% d'énergie renouvelable en 2010) devrait générer avant cette date l'installation d'une puissance éolienne de 50GW correspondant à 13 000 turbines dans 14 pays. Actuellement le coût moyen d'une éolienne installée dans une dizaine de mètres d'eau est estimé à 1 500€/kW soit environ deux fois le coût d'une éolienne terrestre. On estime que la part des fondations représente, en mer, environ 30% du coût global soit environ 50 millions d'euros pour 100MW installés. En France on s'intéresse actuellement à des champs offshore de plusieurs centaines de MW dans des profondeurs d'eau de 30m et plus. Dans ces conditions, les structures tripodes (structures en treillis métallique fixées par des pieux) vont remplacer les concepts actuels de monopodes et embases gravitaires. Le coût unitaire des fondations devrait s'accroître de l'ordre de 50% par rapport aux coûts antérieurs. Optimiser le dimensionnement des fondations de ces ouvrages présente un intérêt économique évident.

2.4 Contexte et enjeux environnementaux

Au plan environnemental, les éléments suivants peuvent être mis en avant :

- la meilleure maîtrise de la sécurité des fondations d'ouvrages soumis à des sollicitations cycliques devrait se traduire par la mise en oeuvre de systèmes de fondations optimisés et moins demandeurs en matériaux de construction (béton).
- l'augmentation de la durée de vie des ouvrages liée à l'amélioration des performances de leurs fondations devrait réduire leur impact environnemental en terme de fréquence plus faible de réhabilitation / rénovation /reconstruction ;
- la réduction prévisible des pathologies importantes (rupture) va dans le sens d'une diminution de l'impact environnemental en termes de risques induits (rupture de réservoir induisant des pollutions par exemple) ;
- dans le cadre du développement durable, les résultats du projet bénéficieront aux ouvrages pilotes que sont les éoliennes et les hydroliennes. En permettant l'implanta-

tion de tels ouvrages sur des sites où les conditions de sol pourraient être considérées comme rédhibitoires, ils participeront à la promotion des énergies renouvelables.

3. Objectifs du projet SOLCYP

L'étude préparatoire a montré que les paramètres influant sur la réponse cyclique des sols sont trop nombreux pour espérer traiter, dans le cadre d'une action de recherche limitée dans le temps et dans le financement alloué, la problématique du comportement des pieux sous charges cycliques de manière exhaustive. Le périmètre du projet a été circonscrit de manière à :

- concentrer les efforts sur les types d'ouvrages et de sollicitations les plus significatifs ;
- réduire les paramètres d'étude de manière à pouvoir garantir un aboutissement du projet dans son ensemble pour les aspects envisagés.

On s'intéressera donc :

- à des chargements cycliques verticaux ou horizontaux appliqués en tête des pieux ;
- d'amplitude variable induisant des efforts à caractère alterné (avec inversion du signe de la contrainte de cisaillement) ou répété (sans changement du signe de la contrainte de cisaillement) ;
- dans des gammes de fréquence basse à moyenne (< 10 Hz) sans considération d'effets inertiels ;
- avec des nombres de cycles de l'ordre de 10^2 à 10^3 pour les chargements de nature environnementale (houle, vent,…) ou supérieurs à 10^5 pour les chargements industriels (trains, ponts roulants,…).

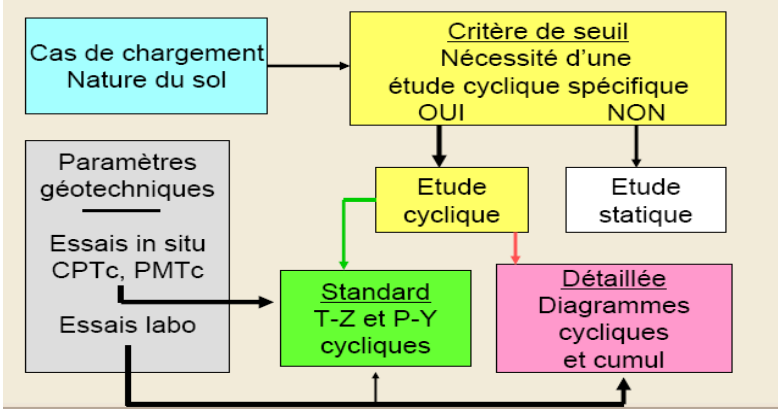


Figure 1. Projet SOLCYP – Méthodologie d'approche du comportement des pieux sous sollicitations cycliques

L'effort sera plus particulièrement porté sur les actions verticales (appliquées dans l'axe du pieu) qui posent des problèmes complexes au niveau des interfaces sol-pieu. Les actions horizontales seront traitées plus succinctement dans la mesure où on dispose de plus de données et de méthodes d'approche déjà opérationnelles en offshore qu'il s'agira essentiellement d'adapter. On n'abordera pas dans ce projet les phénomènes de couplage entre efforts horizontaux et verticaux.

La méthodologie d'approche du comportement des pieux sous chargements cycliques comportera trois niveaux :

- on définira tout d'abord des **critères de seuil** destinés à évaluer la sévérité des actions cycliques sur la fondation et juger du type d'approche approprié (approche simplement statique négligeant l'effet des cycles, prise en compte de l'effet des cycles par des méthodes simplifiées ou étude détaillée de l'effet des cycles) ;
- on développera ensuite des méthodes d'**ingénierie standard** basées sur le concept de courbes de transfert (courbes d'interaction sol-pieu de type (T-Z) cyclique pour les actions verticales et (P-Y) cyclique pour les actions latérales). On suppose ici que la réponse du pieu peut être décrite par des relations d'interaction locale entre la structure (paroi du pieu) et le sol environnant ;
- on mettra simultanément au point des méthodes d'**ingénierie détaillée** basées sur le concept de diagramme-contour et de cumul d'endommagement**.** Ces méthodes prennent en compte toute la complexité de la réponse du comportement des sols et/ou des interfaces à des modes de sollicitation complexes.

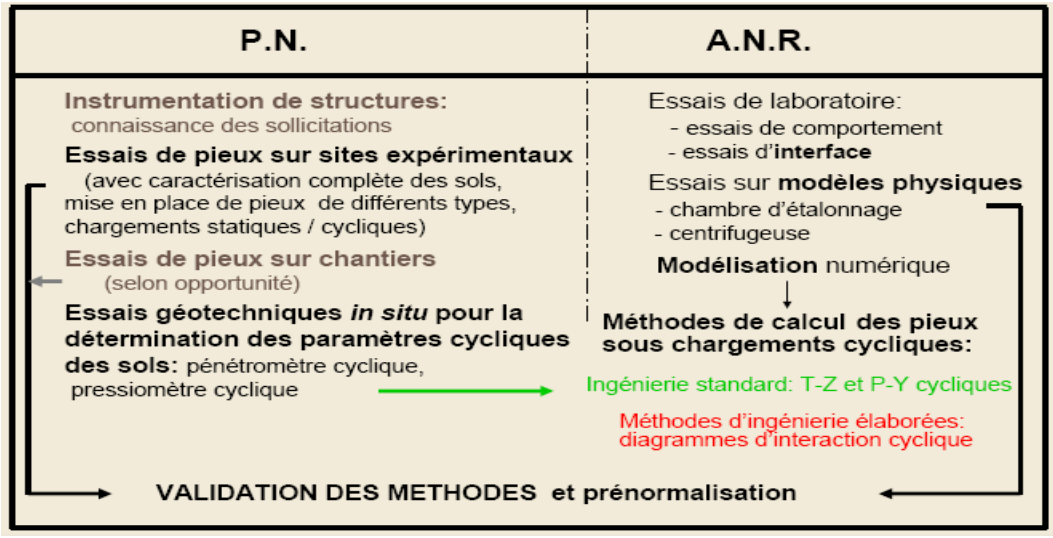


Figure 2. Complémentarité des projets ANR-SOLCYP et PN-SOLCYP

Le Projet SOLCYP présenté à l'ANR (ANR-SOLCYP) a pour ambition de développer la méthodologie décrite ci-dessus et les méthodes de calcul qui en constituent la charpente. Le projet s'adossera à un projet national (PN) homonyme (PN-SOLCYP) en cours de finalisation auprès du RGCU. L'articulation et la complémentarité des deux projets sont explicitées dans la Figure 2.

4. Contenu technique du projet SOLCYP

Le projet ANR-SOLCYP fera appel à une gamme étendue d'expérimentations tant en laboratoire (essais de comportement de sol, essais d'interface) que sur modèles physiques (chambre d'étalonnage, centrifugeuse). Des simulations numériques seront effectuées depuis le niveau de la rhéologie élémentaire jusqu'à celui de l'interaction sol-structure. Ces travaux, réalisés sur des sols modèles (une argile type et un sable type) serviront de base de référence pour l'élaboration des critères de seuil et des méthodes d'ingénierie. Le détail du contenu technique du projet est résumé dans la fiche jointe.

Le Projet National PN-SOLCYP sera essentiellement dédié à la réalisation de pieux tests instrumentés sur des sites expérimentaux et au développement d'essais *in situ* susceptibles de donner accès aux paramètres cycliques suffisants pour la construction des courbes d'interaction sol-pieu. Les acquis du PN permettront essentielle-

ment d'asseoir et calibrer les méthodes d'ingénierie sur les types de pieu les plus communément usités et sur des sols réels. Ils renforceront donc l'impact industriel du projet et justifieront pleinement ses prolongements dans le domaine règlementaire national.

5. Partenariat

En vue de mener à bien le projet ANR-SOLCYP et d'atteindre les objectifs et finalités visés, il a été nécessaire :

- de rassembler les équipes et partenaires parmi les plus compétents et les plus représentatifs au plan national, dans le domaine étudié,
- d'assurer, en vue de déboucher sur les « produits attendus », un bon équilibre entre organismes de recherche et partenaires industriels,
- de pouvoir bénéficier d'une bonne complémentarité, au niveau des laboratoires et organismes de recherche, entre expérimentateurs, modélisateurs et numériciens.

Les partenaires du projet ANR-SOLCYP sont les suivants :

- organismes universitaires et de recherche : CERMES (ENPC), GeM (Ecole Centrale de Nantes), 3S-R (INPG, Grenoble), LCPC (Nantes et Paris), LML (Université de Lille), LTDS (Ecole Centrale de Lyon).
- organismes industriels : EDF, Fugro-France, SAIPEM.

Le pilotage du projet est assuré par l'IREX et Fugro France.

Le P.N. est en cours de constitution à la date de rédaction de cet article.

6. Conclusions

Le projet SOLCYP a pour ambition de développer une méthodologie et des procédures de calcul pour prendre en compte l'effet des chargements cycliques dans la réponse des pieux de fondations des ouvrages de Génie Civil et Côtier. Il s'appuiera sur deux volets complémentaires : un volet conceptuel et méthodologique financé par l'Association Nationale pour la Recherche (ANR-SOLCYP) et un volet d'expérimentations *in situ* qui devrait être soutenu par le RGCU sous forme de Projet National (PN-SOLCYP). Le travail est prévu sur une durée de 4 ans (2008-2012).

7. Remerciements

Les auteurs tiennent à remercier tous leurs collègues qui ont investi du temps et de l'énergie pour que ce projet voie le jour, en particulier M. Boulon, S. Bretelle, P. Foray, J. Garnier, J-Y Hicher, J-P Iorio, A. Le Kouby, C. Plumelle, S. Po, F. Rocher-Lacoste, P. Vezole. Le soutien financier de l'ANR est vivement apprécié.

8. Références bibliographiques

Andersen K. H., Lauritzsen R. (1988). Bearing capacity for foundations with cyclic loads. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 114, No. 5, pp. 1-16.

Andersen K. H., Pool J. H., Brown S. F., Rosenbrand W. F. (1980). Cyclic and static laboratory tests on Drammen clay. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 106, No. GT5, 31p.

Jardine R.J.,Chow, F.C. (1996). New design methods for offshore piles. The Marine Technology Directorate Ltd.

Karlsrud K., Nadim F., Haugen T. (1987). Piles in Clay under Cyclic Axial Loading: Field Tests and Computational Modelling, publication N° 169, Norwegian Geotechnical Institute.

Poulos H.G. (1988). Cyclic stability diagram for axially loaded piles. Journal of Geotechnical Engineering Division, Research Report No. R574, Vol. 114, N° 8, pp. 877-895.

Poulos H.G. (1989). Cyclic axial loading analysis of piles in sand. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, N° 6, pp. 836-852.

Puech A., Jezequel J.F. (1980) "The effects of long time cyclic loadings on the behavior of a tension pile", Proc. Offshore Technology Conference, Houston, Texas, Paper 3870.

Randolph M., Cassidy, M., Gourvenec, S. (2005). Challenges of offshore geotechnical engineering. Proc. 16th ICSMFE, Osaka, pp. 123-176.

Fiche-résumé du projet ANR-SOLCYP

Tâche 1 : Caractérisation expérimentale des sols de référence

Objectif : caractériser deux sols sous sollicitations monotones et cycliques et fournir les paramètres de base nécessaires aux autres tâches du projet.

- choix d'un sable et d'une argile de référence,
- essais triaxiaux (TX) et de cisaillement simple (DSS) statiques et cycliques,
- études des paramètres clés : amplitude, fréquence, nombre de cycles, etc.
- synthèse des résultats sous forme de diagrammes-contours, tels que développés pour les études offshore.

Tâche 2 : Expérimentations sur les interfaces

Objectif : fournir des éléments sur la rhéologie des interfaces soumises à des sollicitations cycliques, en utilisant une approche analogue à celle utilisée pour les sols de référence dans la perspective d'application au frottement des pieux.

Trois types de dispositifs expérimentaux :

- cisaillement direct linéaire à rigidité imposée,
- cisaillement direct annulaire,
- « pieux-sondes » instrumentés en chambre d'étalonnage

Tâche 3 : Comportement du système sol-pieu

Objectif : passer du niveau local au niveau global sol-pieu.

Essais de chargements cycliques en centrifugeuse sur des pieux mis en place dans les deux sols de référence :

- chargements verticaux : 6 massifs / 25 essais de chargement.
- chargements horizontaux : 15 massifs / 50 essais de chargement.

Les données obtenues seront utilisées pour:

- caler les modèles numériques de comportement d'un pieu sous sollicitations cycliques verticales ou horizontales (Tâche 4).
- élaborer puis valider les méthodes de dimensionnement pratiques (Tâche 5).

Tâche 4 : Modélisation du système sol-pieu

Objectif : développer, comparer et valider, plusieurs procédures de modélisation numérique, en éléments/différences finis, du système sol-interface-pieu, sous sollicitation cyclique axiale ou latérale, comportant un très grand nombre de cycles, à fréquence faible (sans force d'inertie).

Le comportement élémentaire des sols et interfaces sol-pieu sous sollicitations cycliques sera rigoureusement pris en compte du point de vue mécanique, mais de manière à aboutir à des outils numériques réellement utilisables dans la pratique géotechnique. On vise notamment l'intégration de ces développements dans les codes industriels les plus utilisés (PLAXIS, FLAC, CESAR, PECPLAS...).

Tâche 5 : Développement et validation de méthodes de calcul et de dimensionnement

Objectif : se confond avec l'objectif global du projet ANR-SOLCYP à savoir développer et valider des méthodes innovantes de calcul et de dimensionnement des pieux de génie civil.

La méthodologie d'approche en trois niveaux du comportement des pieux sous chargements cycliques est décrite en section 3.

Tâche 6 : Synthèse, recommandations

Objectif : prolonger le travail conceptuel par :

- la rédaction d'un ouvrage de synthèse et de recommandations ;
- l'élaboration d'un document prénormatif.

CHARGEMENT CYCLIQUE HORIZONTAL NON ALTERNE D'UN PIEU

ONE WAY CYCLIC HORIZONTAL LOADING OF SINGLE PILES

Julio RAKOTONINDRIANA[1], Alain LE KOUBY[1], Luc THOREL[2], Philippe MESTAT[1]
1 Université Paris-Est, LCPC, Paris, France
2 LCPC, Nantes, France

RÉSUMÉ – Le comportement d'un pieu, sous chargement cyclique horizontal, dans un sable de Fontainebleau sec est étudié en centrifugeuse. Le déplacement en tête et le moment fléchissant mesurés augmentent avec le nombre de cycles, sans qu'une stabilisation ne soit observée pour un nombre de cycles allant jusqu'à 25000.

ABSTRACT – A single pile was installed in dry Fontainebleau Sand. The pile was submitted to a large number (N) of horizontal cyclic loading in a centrifuge. The pile head displacement and the bending moment profile are investigated and show that there is no stabilization of these measures when N is increasing.

1. Introduction

Les fondations sont généralement soumises à des sollicitations permanentes mais aussi à des sollicitations variables. Ces dernières peuvent être dues aux effets de la houle, du vent, des vibrations de machines, etc… Ces séquences de chargement et déchargement entraînent une évolution du comportement de l'ensemble sol-pieu. Il est donc nécessaire de tenir compte des sollicitations cycliques horizontales dans le dimensionnement.

En France, les règles de dimensionnement des fondations n'intègrent pas explicitement le chargement cyclique horizontal. L'Eurocode 7 préconise sa prise en compte pour les pieux sans qu'une méthode ne soit proposée. Seules les recommandations liées à l'industrie pétrolière en tiennent compte (American Petroleum Institute (API), 1993 et Det Norske Veritas (DNV),1992). Or, ces règles ne concernent que les fondations offshore, d'où la nécessité d'améliorer la compréhension de l'influence de ce type de chargement pour les constructions terrestres.

Pour appréhender ce type de sollicitation, une étude expérimentale est réalisée sur des modèles réduits centrifugés de pieux au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) à Nantes. L'influence des chargements cycliques horizontaux sur le comportement d'un pieu isolé est étudiée. L'effet du nombre de cycles est évalué sur les déplacements en tête du pieu et sur les profils de moment.

Le pieu isolé, instrumenté, a été installé dans du sable sec de Fontainebleau NE34 moyennement dense à dense. Le pieu prototype correspondant au modèle réduit au 1/40ème aurait 12 m de long et 0,72 m de diamètre (le modèle correspondant à 40g a 300 mm de long et 18 mm de diamètre). Des chargements cycliques à 1Hz jusqu'à 25000 cycles ont été appliqués, en conditions de service (1/3 de la charge horizontale ultime).

Les essais montrent, à l'instar des travaux de Verdure et al. (2003) et Rosquoët et al. (2007), à la centrifugeuse de Nantes, l'influence du nombre de cycles en termes de déplacement en tête et de moment dans le pieu. Il semble qu'il y ait un nombre de

cycles « seuil » au-delà duquel on observe une stabilisation des moments selon la profondeur considérée. Toutefois, il semble ne pas y avoir de stabilisation des déplacements en tête.

2. Dispositif expérimental et programme de chargement

2.1. La Centrifugeuse

La modélisation en centrifugeuse est une technique largement répandue en géotechnique. Elle permet de reproduire le champ de contraintes in situ dans un modèle réduit. L'ouvrage à l'échelle 1 est appelé Prototype (P) et l'ouvrage à une échelle plus petite est appelée Modèle (M). Les valeurs prototypes X^P sont reliées aux valeurs modèles X^M à l'aide du facteur d'échelle X^* défini par:

$$X^* = \frac{X^M}{X^P} \tag{1}$$

Ainsi, pour un modèle réduit à l'échelle 1/Ng, le facteur d'échelle sur:

- La longueur et le déplacement seront: $L^*=1/Ng$, $\xi^*=1/Ng$
- La force horizontale appliquée H sera : $H^*=1/Ng^2$;
- La déformation et la contrainte seront: $\varepsilon^*=1$, $\sigma^*=1$;

Les recherches expérimentales sur le comportement des pieux sous chargement horizontal ont été entreprises en centrifugeuse au LCPC depuis les années 80. Le comportement des pieux isolés sous chargement monotone a d'abord été étudié (Bouafia, 1990), et récemment l'influence des chargements cycliques sur un pieu isolé (Rosquoët, 2004).

Le dispositif utilisé pour appliquer le chargement horizontal sur le pieu a été développé et amélioré pour les besoins des essais actuels. Le dispositif de chargement horizontal a beaucoup évolué par rapport aux premiers essais de Bouafia (1990). Actuellement, on utilise un servovérin qui a déjà montré son efficacité lors des essais de Rosquoët (2004). Par rapport aux essais de Rosquoët (2004), qui ne concernaient que quelques dizaines de cycles, les essais présentés sont réalisés avec un très grand nombre de cycles allant jusqu'à 25000.

2.2. Préparation du massif de sable

Le massif de sable de Fontainebleau est reconstitué dans un conteneur de grande rigidité par pluviation dans l'air. On remplit le conteneur à l'aide d'une trémie, placée au dessus du conteneur, dont les vitesses de déplacements verticaux et horizontaux sont contrôlées. Le débit, la hauteur de chute du sable et la vitesse de déplacement de la trémie, contrôlent la vitesse de déposition et sont réglés de façon à obtenir des indices de densités proches de 48% et proches de 78%.

2.3. Le pieu instrumenté et le système de chargement

Le pieu instrumenté est à l'échelle 1/40ème et est muni de 20 paires de jauges. Le pieu a été développé par Rosquoët (2004). Le mode d'installation est tel que le pieu est battu à 1g avant la mise en vol. Dans un conteneur on peut effectuer jusqu'à 6 essais.

Un servovérin hydraulique, équipé d'un capteur de force, est utilisé pour appliquer le chargement horizontal au pieu. Un câble métallique est utilisé pour transmettre le chargement au pieu, ce qui permet de ne pas engendrer de moment en tête du pieu quand une force est appliquée (fig. 1). 2 capteurs de déplacements sont fixés en tête du pieu, au-dessus (D37) et en dessous (D76) du point de chargement du pieu. Les résultats présentés ne concernent que le capteur D76, le plus proche du sol.

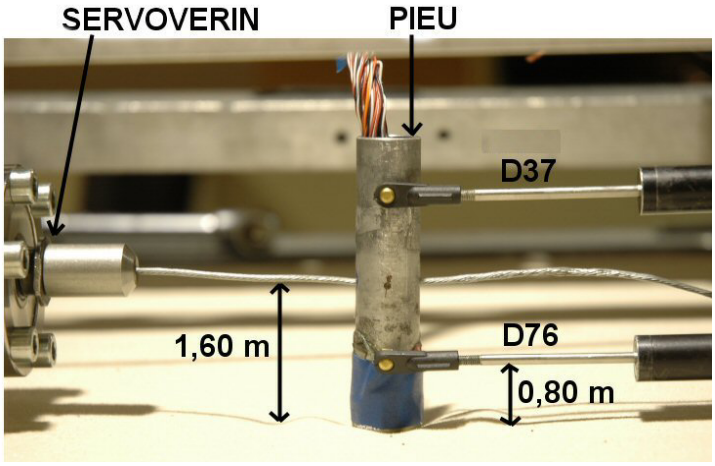


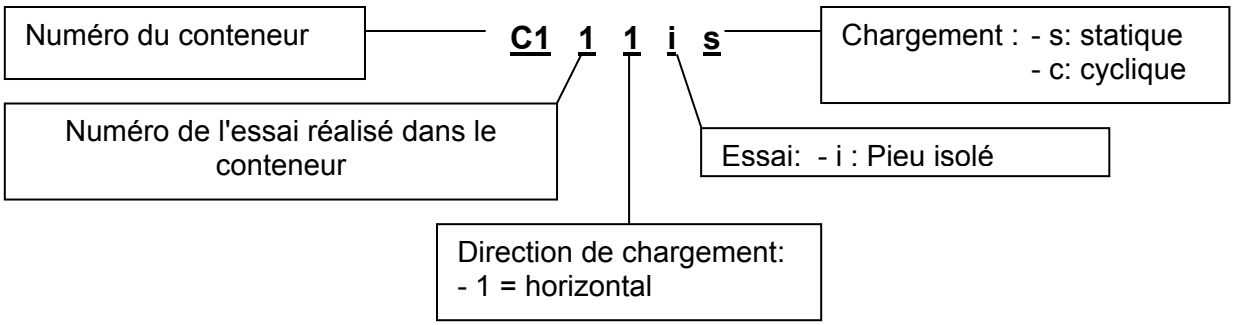
Figure 1. Le pieu modèle, les capteurs et le système de chargement (distances à l'échelle du prototype)

2.4. Objectif et programme expérimental

L'objectif est d'étudier l'effet du nombre de cycles sur le comportement du système sol-pieu en analysant l'évolution du moment fléchissant et du déplacement en tête. L'influence de la densité est aussi étudiée. Les caractéristiques des essais, réalisés dans 3 conteneurs, sont résumées dans le tableau I.

Tableau I. Caractéristiques des essais réalisés (valeurs modèles)

Conteneur	Indice de Densité [%]	Essai	Chargement maximal monotone $H_{maxmono}$ [N]	Chargement moyen H_m [N]	Chargement cyclique H_C [N]	Nombre de cycles N	Fréquence de chargement [Hz]
C2	50	C231ic	600	300	150	1000	0,5
		C241ic	600	300	150	25000	1
		C251ic	600	300	150	1000	1
C3	78	C311is	600	X	x	x	x
C4	48	C411is	600	X	x	x	x
		C421ic	600	300	150	1000	0,1



2.5. Effets d'échelle

L'effet d'échelle en centrifugeuse a été déjà étudié (Garnier et König, 1998 ; Foray et al., 1998 ; Ovesen, 1979). En particulier, Ovesen (1979) a montré que lorsque le rapport entre le diamètre d'une fondation (B) et la taille moyenne des grains (D_{50}) est supérieur à 30, il n'y a plus d'effet d'échelle. Ici, ce rapport est plus grand que 70, c'est pourquoi, on peut considérer que les effets d'échelle peuvent être négligés.

3. Résultats typiques du déplacement en tête

3.1. Chargement monotone

Plusieurs essais de chargement monotone ont été réalisés à titre de référence. Ces chargements monotones sont réalisés selon la norme NFP 94-151. Le chargement est appliqué en 8 paliers successifs jusqu'au maximum (600N) qui est limité par l'état limite de service du pieu (un tiers de la charge ultime). Cette charge maximale a été déterminée par Rosquoët (2004). Le chargement est appliqué à 1,6 m (valeur prototype) au-dessus du sol (fig. 1). Le résultat typique d'un chargement monotone suivi d'un déchargement est présenté sur la figure 2. On note que le déplacement augmente lorsque la charge appliquée augmente. Après le déchargement, le système présente un déplacement résiduel qui correspond au déplacement permanent du sol.

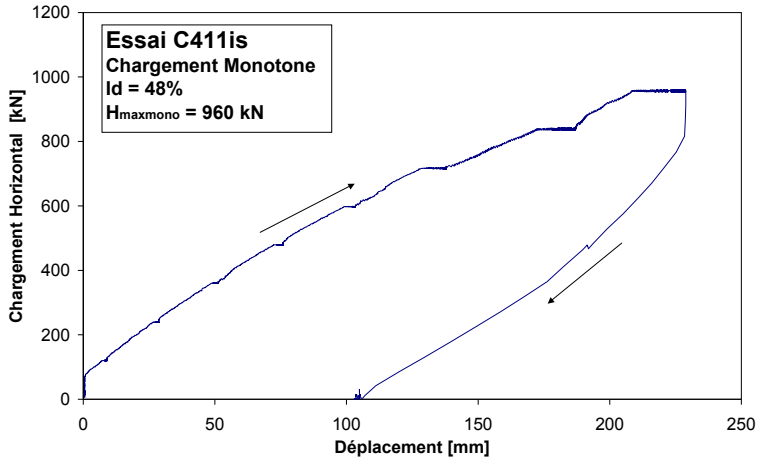


Figure 2. Réponse du système sol-pieu lors d'un chargement monotone suivi d'un déchargement (échelle prototype)

3.2. Chargement cyclique

Le chargement cyclique est supposé quasi-statique, donc on néglige les effets d'inertie du système. Trois paramètres permettent de décrire le chargement cyclique, par exemple pour l'essai C421ic (en valeurs prototypes):

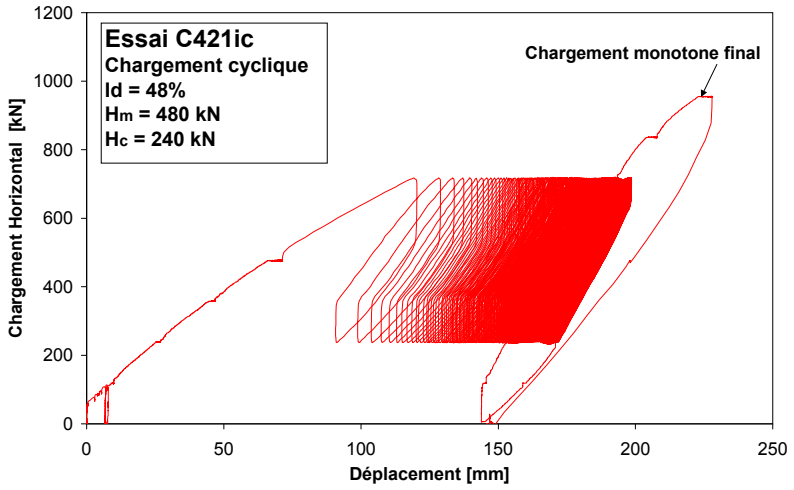
- La charge moyenne: H_m = 480 kN
- La demi-amplitude cyclique: H_c = 240 kN (Amplitude = 2 H_c = 480 kN)
- Le nombre de cycles: N = 1000

La procédure suivie pour les essais cyclique est la suivante (fig. 3):

- Chargement monotone initial pour atteindre H_m+ H_c ;

- Chargement cyclique (N cycles);
- Déchargement (à la fin des N cycles);
- Attente de la stabilisation des déplacements;
- Chargement monotone final pour l'étude de l'évolution de la résistance entre l'état initial et l'état à la fin du chargement cyclique.

a)



b)

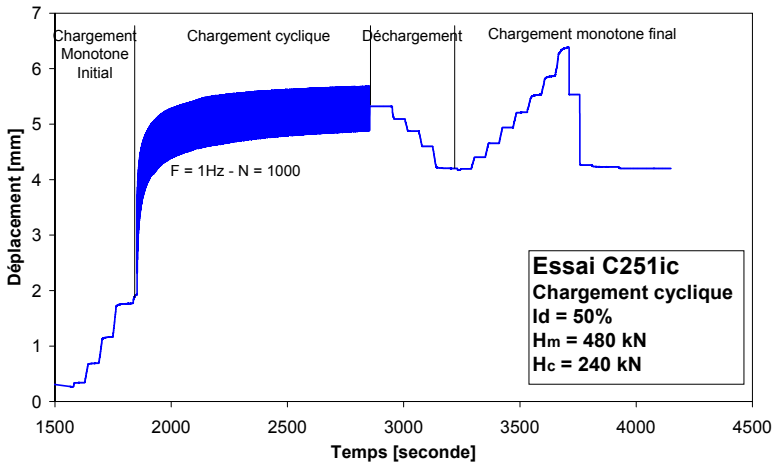


Figure 3. a) Déplacement mesuré en fonction du chargement appliqué (échelle prototype) - b) Déplacement en tête en fonction du temps (échelle du modèle)

Les boucles des premiers cycles (fig. 3a) ont une plus grande amplitude en déplacement que les suivantes. Une grande partie des déplacements en tête du pieu se produit pendant ces premiers cycles. Une accumulation de déplacements est encore observée même après 1000 cycles de chargement, bien que le taux d'accumulation diminue.

4. Résultats typiques du moment fléchissant

4.1. Essais monotones

Quand une force est appliquée en tête du pieu, le sol réagit en se déformant. La réponse du système sol-pieu peut être illustrée par le profil du moment fléchissant du pieu, conséquence de la déformation du pieu et de la réaction du sol.

Les 20 paires de jauges fournissent le profil du moment et on observe que ce moment augmente avec la charge appliquée (fig. 4). Pour les profondeurs de 0 à 2m, le profil des moments est quasi-linéaire quels que soient le niveau de chargement et le nombre de cycles.

La cote du moment fléchissant maximal semble être à peu près constante tout au long du chargement et est située à environ 2~2,4 m. Des résultats comparables ont été trouvés par Hadjadji (1993) et Rosquoët (2004) pour des niveaux de chargements comparables.

4.2. Essais cycliques

L'allure des profils de moment fléchissant est comparable à celle du chargement monotone. Pour étudier l'effet du chargement cyclique sur le moment, nous avons choisi de nous concentrer sur l'évolution des moments enregistrés à la charge moyenne H_m. Un exemple de résultats dus à l'effet du nombre de cycles est illustré par la figure 4.

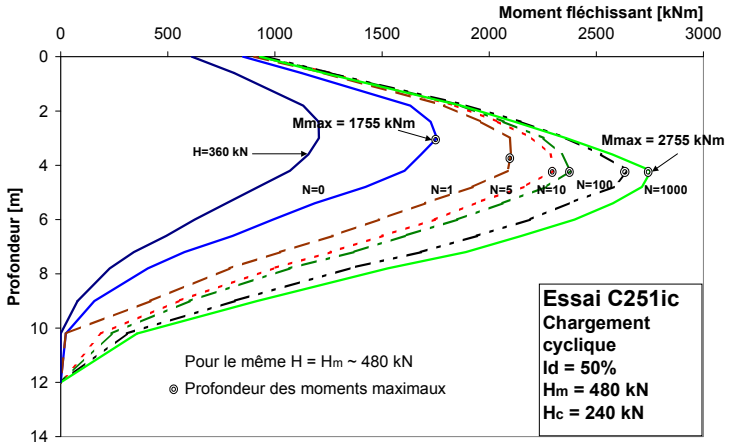


Figure 4. Influence du nombre de cycles sur le moment fléchissant – N=0 correspond au chargement monotone (échelle prototype)

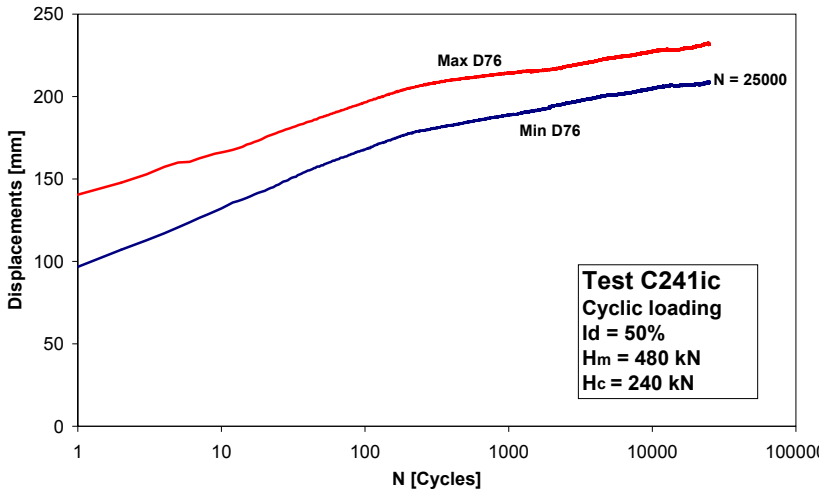
Conformément aux résultats antérieurs de Verdure et al. (2003) et Rosquoët et al. (2007), on observe que le moment fléchissant dans le pieu augmente avec le nombre de cycles. De plus, la profondeur du moment maximum augmente aussi.

5. Analyse des résultats et discussions

L'effet d'un très grand nombre de cycles (N=25000) sur le comportement du pieu est illustré par une représentation semi-logarithmique (fig. 5a). Aucune stabilisation des déplacements n'est observée.

On observe aussi une diminution du taux de déplacement avec l'augmentation du nombre de cycles et elle est très marquée entre 500 et 1000 cycles. Le moment fléchissant est presque constant entre 0 et 2m après quelques dizaines de cycles (fig. 4). Toutefois, pour de plus grandes profondeurs, aucune stabilisation n'est observée même après 25000 cycles.

a)



b)

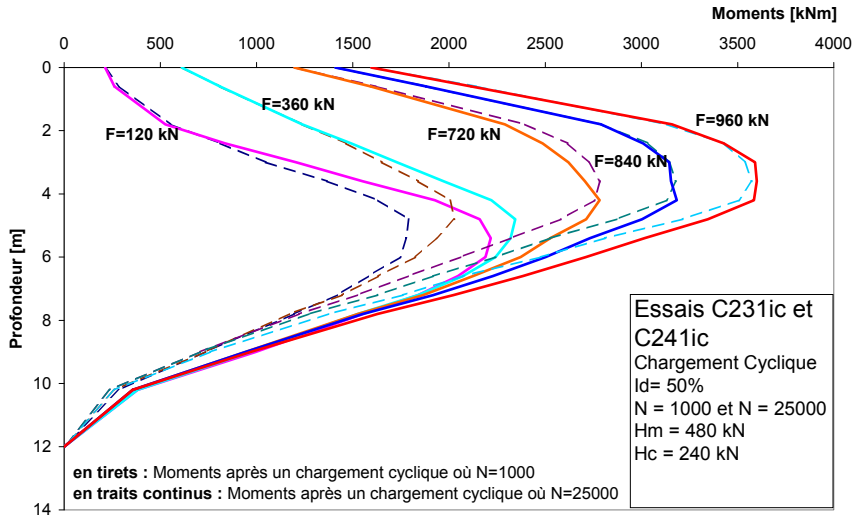


Figure 5. a) Evolution du déplacement cyclique jusqu'à N=25000 (échelle prototype); b) Moments dans le pieu lors du chargement monotone final en fonction du chargement cyclique précédent (échelle prototype)

A la fin du chargement cyclique, un chargement monotone final est appliqué en tête du pieu pour comparer le comportement d'un pieu avec et sans chargement cyclique préalable. Quand la force appliquée lors du chargement monotone final est inférieure au chargement cyclique maximal (H_m+H_c), le moment fléchissant dans le pieu ayant subi un chargement cyclique préalable est toujours plus important. En outre, plus le nombre de cycles est important, plus le moment dans le pieu dû au chargement monotone final est important (fig. 5b). Toutefois, quand le chargement monotone appliqué est supérieur au chargement cyclique maximal, les moments fléchissant maximaux sont pratiquement égaux dans les 2 essais. A ce niveau de chargement, les formes des courbes de moments sont identiques; néanmoins, à de grandes profondeurs, la valeur du moment fléchissant est plus importante pour le pieu ayant subi un chargement cyclique.

Après un chargement cyclique, on remarque aussi que le déplacement dû au chargement monotone final est nettement plus faible comparé au déplacement engendré lors d'un chargement monotone sans chargement cyclique préalable. Ce phénomène est observé même si le chargement cyclique maximal est inférieur au chargement maximal horizontal lors d'un chargement monotone ($H_{maxmono}$).

6. Conclusions

Des essais horizontaux monotones et cycliques ont été réalisés sur des pieux isolés en centrifugeuse afin d'étudier leur influence sur le déplacement en tête et le moment fléchissant du pieu.

- Les essais confirment que le chargement cyclique augmente le déplacement en tête du pieu. La majorité des déplacements se produit lors des premières dizaines de cycles. Aucune stabilisation n'est cependant observée après 25000 cycles, même si le taux de déplacement diminue tout au long de l'essai.
- Lorsqu'un pieu a déjà subi un chargement cyclique, le déplacement en tête engendré par un chargement monotone est plus faible que le déplacement en tête observé pour un pieu n'ayant pas subi de chargement cyclique.
- Lors d'un chargement monotone, la position du moment maximum est située à peu près à la même profondeur quel que soit le niveau de chargement. Ce qui n'est pas le cas lors d'un chargement cyclique durant lequel la profondeur du moment maximum augmente avec le nombre de cycles.
- Au cours du chargement cyclique, le moment fléchissant maximum augmente aussi avec le nombre de cycles.

Des essais avec un nombre de cycles supérieur à N=25000 devraient être effectués pour pouvoir conclure s'il y a une stabilisation du moment fléchissant ou du déplacement en tête avec le nombre de cycles.

5. Références bibliographiques

American Petroleum Institute - API (1993) Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms. RP2A-LRFD, Section G, 64-77.

Bouafia A. (1990) Modélisation des pieux chargés latéralement en centrifugeuse. Thèse ENSM, Nantes, Décembre, 267 pages.

Det Norske Veritas – DNV (1992) Foundations. Classification notes N° 30.4, 54 pages.

Eurocode 7 (2005) : calcul géotechnique - Partie 1 : règles générales, NF EN 1997-1.

Foray P., Balachowski L., Rault G. (1998) Scale effect in shaft friction due to the localisation of deformations. Centrifuge 98, Tokyo, Sept., 211-216.

Garnier J., König D. (1998) Scale effects in piles and nails loading tests in sand. Centrifuge 98, Tokyo, Sept., 205-210

Hadjadji T. (1993) Analyse du comportement expérimental des pieux sous chargements horizontaux. Thèse de doctorat de l'ENPC, 307 pages.

Norme française NFP 94-151 (1993) Essais statique de pieu isolé sous effort transversal.

Ovesen N. K. (1979) The scaling law relationships. Design parameters in geotechnical engineering, 7th ECSMFE, Brighton, Vol.4, 319-323.

Rosquoët F. (2004) Pieux sous charge latérale cyclique. Thèse de doctorat de l'Ecole Centrale de Nantes et de l'Université de Nantes, 305 pages.

Rosquoët F., Thorel L., Garnier J., Canepa Y. (2007), Horizontal cyclic loading of piles installed in sand. Soils and Foundations, october, Vol.47, No.5, 821-832.

Verdure L, Garnier J, Levacher D, (2003) Lateral cyclic loading of single piles in sand. International journal of physical modelling in geotechnics, vol.3, n° 3, p.17-28

PIEU SOUS CHARGE LATERALE CYCLIQUE : PRISE EN COMPTE DES INCERTITUDES SUR LES MESURES

PILE UNDER LATERAL CYCLIC LOAD : UNCERTAINTY OF A MEASUREMENT

Frédéric ROSQUOËT[1], Luc THOREL[2], Fouzia ACHCHAQ[1], Jacques GARNIER[2]
1 : Laboratoire des Technologies Innovantes : Equipe Phénomènes de Transferts et Construction Durable, IUT d'Amiens, France
2 Laboratoire Central des Ponts et Chaussées de Nantes, France

RÉSUMÉ – L'effet des cycles de chargement horizontal en tête de pieu sur l'interaction sol-pieu est étudié sur modèles réduits centrifugés. L'évolution avec le nombre de cycles du déplacement au point d'application de la charge et du moment maximum est analysée avec une interpolation logarithmique en incluant un calcul d'incertitude.

ABSTRACT – The effect of horizontal cyclic loading applied on pile has been investigated on centrifuge models. Pile head displacement and maximum bending moments are interpolated with a logarithmic interpolation, including an analysis base on uncertainty of measurements.

1. Introduction

Le chargement latéral cyclique des pieux est généralement le résultat des sollicitations mécaniques engendrées par les vagues, le vent sur des structures offshore, l'accostage ou l'amarrage de bateaux, les surcharges variables ou les dilatations thermiques. L'étude paramétrique sur des ouvrages géotechniques réels, tels que les fondations profondes, est relativement difficile. C'est pourquoi on fait souvent appel à des modèles réduits centrifugés (Garnier, 1995), méthode permettant une étude paramétrique et une mise en œuvre aisée, tout en ayant une bonne maîtrise des conditions limites (Remaud, 1999). L'étude expérimentale sur un pieu modèle instrumenté souple nous permet d'acquérir un nombre important de données (Rosquoet, 2004) : évolution du profil de moment fléchissant et du déplacement en tête du pieu, en fonction de la charge appliquée. Ces mesures, effectuées avec soin malgré l'environnement contraignant de la macrogravité, sont toujours entachées d'incertitudes.

Le déplacement et le moment maximum relatif (aux valeurs du premier cycle), exprimés en fonction du nombre de cycles, peuvent être interpolés par une équation logarithmique. Après avoir déterminé les incertitudes sur les mesures de déplacement, de force et de moment, nous nous intéressons à l'influence de ces incertitudes sur l'interpolation logarithmique.

2. Dispositif expérimental

Un servo-vérin horizontal placé sur un bâti rigide fixé sur le conteneur d'essai permet d'appliquer le chargement à 40 mm au dessus du sol. L'effort est mesuré à l'aide d'un capteur de force, d'une capacité maximale de 500 daN. Pour le chargement unidirectionnel non alterné (traction uniquement) un câble assure la liaison entre le capteur et le pieu modèle de longueur 380 mm (figure 1).

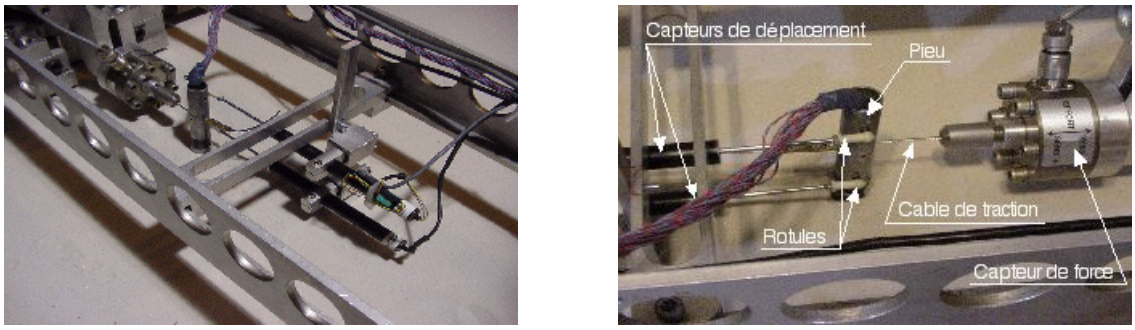


Figure 1 : Photos du dispositif de chargement : pieu installé dans un massif de sable soumis à un chargement horizontal.

Les deux capteurs de déplacement (d'une course de 100mm) sont fixés par l'intermédiaire d'une rotule sur le pieu modèle (pour éviter d'introduire des moments de flexion parasites lors des essais de chargement) et sont fixés respectivement à 20 mm et de 65 mm du sol. En supposant que le pieu ne se déforme pas en dehors du sol (uniquement rotation et translation), ces deux capteurs permettent de déterminer le déplacement latéral « y » du pieu au point d'application de la charge, transmise par le câble. y_{c1} et y_{c2} sont les mesures respectivent obtenues par les capteurs de déplacement 1 et 2. « y » est calculé en appliquant le théorème de Thalès :

$$y = y_{c1} + \left(y_{c2} - y_{c1}\right)\frac{20}{45} \tag{1}$$

Les informations collectées par les différents capteurs au cours d'une expérimentation transitent par l'intermédiaire d'une chaîne d'acquisition qui transforme des valeurs électriques en valeurs physiques. Les mesures physiques sont entachées d'incertitudes généralement liées à la précision des appareils utilisés. On note également que la précision d'usinage des différents éléments mécaniques ou bien encore la résolution de la chaîne d'acquisition utilisée doivent être prises en compte pour quantifier le plus précisément possible l'incertitude que l'on commet lors de la mesure du déplacement, de la force ou des moments. Cependant, il faut bien garder à l'esprit que toutes les erreurs liées à ces expérimentations ne peuvent pas toujours être quantifiées. Le chargement cyclique est caractérisé par la charge maximale F et l'amplitude de variation de charge DF. Dans le cas d'un chargement cyclique de type non alterné, l'effort est toujours appliqué dans le même sens, la charge variant entre F et F – DF.

Le pieu est instrumenté par 20 niveaux de jauges de déformation, permettant d'identifier le profil des moments fléchissants. En considérant que le comportement du matériau est élastique linéaire, il existe une relation entre la charge appliquée Q à l'extrémité de la poutre et le signal électrique u_i mesuré sur chaque demi-pont de jauge. A chaque niveau z_i, en prenant en compte la rigidité à la flexion du pieu et le signal électrique obtenu par la déformation d'une jauge, le moment s'écrit :

$$M\left(z_i\right) = 4\frac{EI}{B}\frac{u_i}{u\Omega}10^{-3} \tag{2}$$

Avec E le module d'Young du matériau, I le moment d'inertie, u_i la tension de mesure, u la tension d'alimentation, Ω le facteur de jauge et B le diamètre du pieu.

3. Hypothèses

Plusieurs hypothèses sont nécessaires à la conduite des différents calculs d'incertitude que l'on verra par la suite. On suppose que les mesures ne sont soumises qu'à des incertitudes aléatoires et que la distribution limite engendrée par un grand nombre de valeurs mesurées « x » tend vers un maximum unique, correspondant à la valeur moyenne « X », tandis que les autres valeurs se répartissent régulièrement de part et d'autre de cette valeur maximale suivant ainsi une loi normale. Lorsqu'une mesure suit une loi normale, la probabilité qu'une mesure x se situe dans un intervalle [a,b] peut s'écrire, en introduisant l'écart-type σ, sous la forme suivante :

$$P\left(x \in [a,b]\right) = \left(1/\sigma\sqrt{2\pi}\right) \int_a^b e^{-\frac{(x-X)^2}{2\sigma^2}} dx \qquad (3)$$

La probabilité qu'une mesure x quelconque soit comprise entre la valeur maximale et plus ou moins t fois l'écart type ($t \in \mathbb{R}$) revient à calculer l'intégrale de l'équation 3 en remplaçant les bornes a et b par $X-t\sigma$ et $X+t\sigma$. Si on pose $z=(x-X)/\sigma$, ce changement de variable (avec $dx=\sigma dz$), permet d'écrire :

$$P\left(x \in [X-t\sigma, X+t\sigma]\right) = P\left(z \in [-t,t]\right) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-t}^{t} e^{-\frac{z^2}{2}} dz \qquad (4)$$

L'équation 4 connue sous le nom « intégrale de l'erreur normale » permet de calculer la probabilité qu'une mesure $x = x_{mesuré} \pm \delta x$ tombe à moins d'un écart type (Taylor, 1982). Cette probabilité $P(z \in [-1,1])$ est égale à 68%. Le calcul montre que, pour une mesure égale à $3\sigma/2$ la probabilité est de 87% alors qu'elle passe à 95,4% pour 2σ. Au vu de ces résultats, il est généralement de coutume de prendre l'incertitude associée à une mesure comme étant égale à l'écart type ($\delta x = \sigma$).

Dans le cas de calcul de paramètres basés sur plusieurs mesures indépendantes, si les incertitudes sont indépendantes et aléatoires, la propagation des incertitudes permet d'écrire que le carré de l'incertitude composée (fractionnaire) sur le paramètre, est la somme quadratique des incertitudes fractionnaires des différents termes (NF ENV13005, 1999). L'exploitation des propriétés des sommes de carrés permet de simplifier les expressions des incertitudes en les bornant.

4. Incertitudes de mesure

4.1. Incertitude sur la mesure de déplacement

L'erreur de mesure de chaque capteur de déplacement nous est fournie par le constructeur sous la forme d'un écart de linéarité (NF E11-062, 1985). Elle est de 0,1% pour une étendue de mesure de 100 mm, soit une incertitude de $\pm$ 0,05 mm.

La résolution de la chaîne d'acquisition nous est donnée par sa capacité à intégrer la mesure. Ici le déplacement est intégré sur 10000 points (pleine échelle). La résolution de la chaîne est de 0,01 mm, soit une incertitude sur la mesure de $\pm$ 0,005 mm.

Finalement, l'incertitude de mesure d'un déplacement sera la somme des deux incertitudes énoncées précédemment, c'est-à-dire $\pm$ 0,055 mm (σ_c).

Les deux capteurs de déplacement sont fixés par l'intermédiaire d'une rotule sur le modèle. Dans un souci de simplification des calculs, l'incertitude induite par l'usinage peut être négligée par rapport à l'incertitude liée au capteur de déplacement.

L'incertitude sur le déplacement au point d'application de la charge se déduit de l'équation (1) par :

$$\delta y = \delta y_{c1} + \left|\delta y_{c2} + \delta y_{c1}\right| \times \frac{20}{45} \tag{5}$$

4.2. Incertitude sur la mesure de force

L'incertitude de mesure sur le capteur de force nous est donnée par le constructeur, comme pour le capteur de déplacement, sous la forme d'un écart de linéarité. Cet écart est de 0,15% sur l'étendue de mesure, ce qui représente une incertitude sur la mesure de la force de $\pm$3,75 N, sachant que l'étendue de la mesure est de 5000 N (NF E11-062, 1985).

La chaîne d'acquisition intègre l'étendue de mesure de la force sur 10000 points. La résolution de cette dernière est donc de 0,5 N, soit une incertitude de $\pm$0,25 N.

L'incertitude de la mesure de force est la somme de l'incertitude du capteur et de la chaîne d'acquisition soit de $\pm$4 N.

4.3. Incertitude sur la mesure du moment

On distingue trois sources d'incertitude lors de la mesure des moments de flexion dans le pieu : celles qui sont liées aux mesures δMm, au positionnement des jauges δMj et à la mise en place du pieu δMp.

L'incertitude de mesure peut être déterminée (équation 6) à partir des données obtenues lors de l'étalonnage. Le montage réalisé, lors de cette opération, est de type « console ».

$$\frac{\delta Mm(z)_i}{M(z)_i} = \sqrt{\left(\frac{\delta E}{E}\right)^2 + \left(\frac{\delta I}{I}\right)^2 + \left(\frac{\delta B}{B}\right)^2 + \left(\frac{\delta \Phi}{\Phi}\right)^2 + \left(\frac{\delta k_i}{k_i}\right)^2 + \left(\frac{\delta Q}{Q}\right)^2} \tag{6}$$

La bibliographie nous donne un module d'Young pour l'aluminium compris entre 74000 et 75000 MPa. L'incertitude sur le module pourra être prise égale à $\pm$500 MPa ce qui donne un rapport δ E/E de $\pm$0,7%.

L'incertitude sur le diamètre du tube est estimée à 1/10ème de millimètre soit, pour un diamètre du tube de 18 mm, une incertitude δ B/B de $\pm$0,6%.

L'incertitude sur le moment d'inertie peut être déterminé à partir de calcul du moment d'inertie d'un tube en effectuant une dérivée par rapport au diamètre extérieure B soit une incertitude de δ I/I $\pm$1,8%.

L'incertitude sur le type de jauge Φ ne dépend que de la tension d'alimentation du pont de jauges soit 10 V. La précision de l'alimentation est de $\pm$1mV, soit une incertitude sur $\delta\Phi/\Phi$ de $\pm$0,01%.

L'incertitude sur la linéarité des jauges k_i peut être déterminée en étudiant leurs réponses à partir de la courbe de l'évolution du signal électrique en fonction de Q et peut être négligée au regard des résultats obtenus.

Les masses utilisées pour appliquer Q sont calibrées. L'incertitude sur ces dernières est égale à la précision de la balance digitale, c'est à dire de $\pm 0{,}1$g, soit pour la masse minimum appliquée lors de l'étalonnage (257g) une incertitude δ Q/Q de $\pm 0{,}04\%$.

L'incertitude $\delta Mm(Z)_i$ est toujours majorée par la somme des incertitudes fractionnaire donc $\delta Mm(z)_i = \pm 3{,}1\% \times M(z)_i$.

L'incertitude sur le moment qui est due à la position de la jauge peut être calculée à partir de la relation suivante, établie lors de l'étalonnage du pieu en console, avec A, la distance entre l'encastrement et le point d'application de la charge et z_i la distance entre l'encastrement et la jauge i :

$$\left|\frac{\delta Mj(z)_i}{M(z)_i}\right| \leq \left|\frac{\delta A}{(A - z_i)}\right| + \left|\frac{\delta z_i}{(a - z_i)}\right| + \left|\frac{\delta Q}{Q}\right| \qquad (7)$$

L'entreprise qui a réalisé le collage des jauges assure le positionnement au 1/10ème de millimètre près. La distance entre l'encastrement et le point d'application de la charge est connue à $\pm$ 5/10ème mm (précision de mesure de la distance entre les deux points). Les masses utilisées sont des masses calibrées. L'incertitude sur ces dernières est égale à la précision de la balance digitale, soit $\pm 0{,}1$g.

Dans la configuration d'étalonnage, où A = 407 mm, la distance z_i entre l'encastrement et les jauges 1 et 20 sont respectivement de 22 et 307 mm. L'incertitude sur le moment mesuré varie entre $\pm 0{,}6\%$ et $\pm 0{,}2\%$ pour la masse appliquée la plus faible (257 g).

Lors de la mise en place du pieu par battage, malgré toutes les précautions prises pour faire en sorte que la fibre neutre du pieu soit bien perpendiculaire au point d'application de la charge il est possible qu'il y ait une légère rotation du pieu. Pour quantifier l'influence de cette rotation nous avons modélisé le pieu avec le logiciel de calcul par éléments finis César-LCPC (Rosquoet, 2004), en considérant le matériau comme étant élastique linéaire, avec comme conditions aux limites un encastrement en pied et une totale liberté en tête. Le calcul de la déformation à la surface permet de constater qu'une rotation de $\pm 3°$ du pieu par rapport au point d'application de la charge a une influence négligeable sur la déformation en surface et par conséquent sur la mesure du moment par l'intermédiaire de la jauge de déformation.

5. Influence des incertitudes sur l'interpolation logarithmique

On considère que le déplacement ou le moment relatif et le nombre de cycles sont liés par une loi logarithmique (Rosquoët, 2004). Le but de ce paragraphe est, d'une part de déterminer les constantes « a » et « b » intervenant dans la fonction d'interpolation et, d'autre part, de calculer les incertitudes sur ces constantes. On supposera que les incertitudes sur le moment et le déplacement relatif sont toutes de même amplitude et se repartissent suivant une loi de Gauss. On admettra qu'il n'y a pas d'incertitude liée au nombre de cycles n_i.

On recherche une fonction logarithmique s'ajustant à l'ensemble des points (n_1, C_1), …, (n_i, C_i) de la forme :

$$C_i = a + b\ln(n_i) \tag{8}$$

On suppose que chaque mesure C_i suit une distribution normale centrée sur la vraie valeur et dont la largeur est égale à l'écart type σ_C. L'estimation de l'incertitude sur les constantes « a »vet « b » se déduit alors de l'incertitude σ_{Ci} associée aux mesures de C_i par la propagation des incertitudes, N étant le nombre total de cycles :

$$\sigma_b = \sigma_{Ci}^2\sqrt{\frac{N}{\Delta}} \;;\; \sigma_a = \sigma_{Ci}\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N}\left(\ln(n_i)\right)^2}{\Delta}} \text{ et } \Delta = N\sum_{i=1}^{N}\left(\ln(n_i)\right)^2 - \left(\sum_{i=1}^{N}\ln(n_i)\right)^2 \tag{9}$$

6. Influence des incertitudes sur l'analyse de l'effet des cycles

Le chargement latéral cyclique est caractérisé par deux paramètres qui sont la charge maximum appliquée F et l'amplitude de la variation de charge DF. Pour un indice de densité du massif de sable de 86 %, sept essais ont été réalisés avec différentes valeurs de F et DF (repérés P32, P33, P36, P318, P344, P346, P347 sur la figure 2). Pour quantifier l'influence de la charge maximale et de l'amplitude sur le déplacement et le moment maximum nous étudions leurs évolutions au cours des cycles. Afin de comparer les différents cas de charge entre eux, nous nous intéresserons au déplacement et au moment maximum uniquement lorsque la charge maximum est appliquée durant les cycles et nous les exprimerons sous la forme de valeurs relatives par rapport au premier cycle, afin de les rendre adimensionnels (en les divisant par les valeurs mesurées au premier chargement).

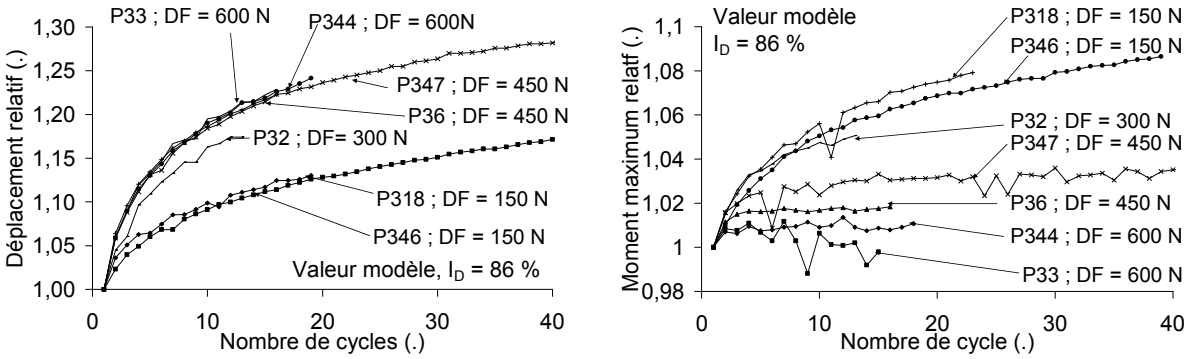


Figure 2 : Evolution du déplacement et du moment relatif en fonction du nombre de cycles (F=600N, DF varie d'un essai à l'autre).

Les évolutions des déplacements ou des moments relatifs suivent des relations logarithmiques (figure 2). Verdure et al. (2003) ont déjà proposé une expression de ce type à partir des résultats d'une première série d'essais. On constate tout d'abord une bonne répétitivité des essais. La figure 2 montre aussi que l'effet des cycles sur l'évolution du déplacement en tête est plus faible pour des cycles d'amplitude DF = 150 N que pour les cycles d'amplitude de 300 à 600 N et l'inverse en ce qui concerne les moments.

Pour chaque cas de charge (F, DF), en supposant qu'il n'y a pas d'incertitude liée au programme d'asservissement du servo-verin, le déplacement relatif en fonction du nombre de cycles peut être interpolé par une fonction de type logarithme (équation 8).

L'interpolation des courbes est réalisée par la méthode des moindres carrés. Pour tous les cas étudiés, les valeurs expérimentales sont proches de la loi choisie (coefficient de corrélation R^2 = 0,98). Cependant, le nombre de cycles réalisés au cours des essais ne permet pas de dire si la fonction d'interpolation choisie est bornée.

Au vu de la figure 2, on remarque que le coefficient « b » dépend de l'amplitude des cycles. Lorsque l'amplitude des cycles DF tend vers 0, nous sommes dans le cas d'un essai de fluage puisque la charge est constante et égale à F. Le déplacement induit par le fluage est négligeable (Rosquoët et al., 2007) ; par conséquent, le coefficient « b », dans ce cas est proche de 0.

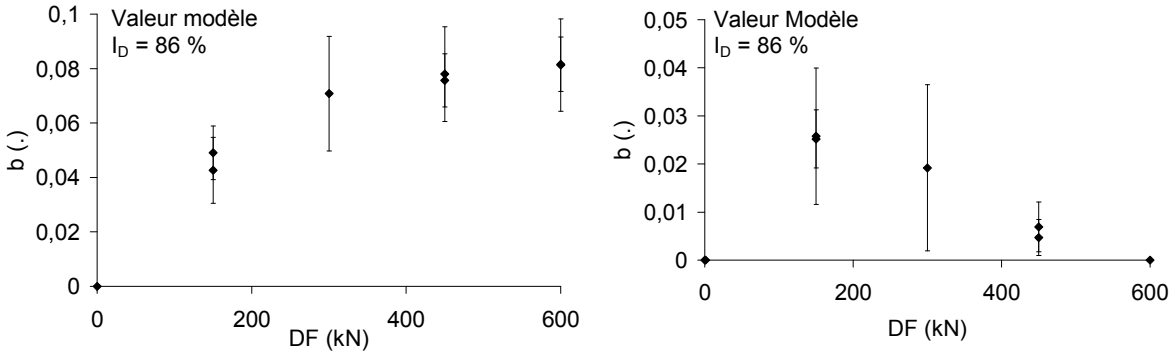


Figure 3 : Evolution du coefficient « b » en fonction de l'amplitude des cycles pour F=600N : incertitudes Sur les déplacements relatifs (à gauche) et des moments maximaux relatifs (à droite).

Tableau 1 : Estimation de l'incertitude sur la constante « b »

Essai	**Nombre de cycles**	**DF (kN)**		**b (.)**	**σ_b (.)**		**b (.)**	**σ_b (.)**
P33	14	960	**Déplacement relatif**	0,082	0,019	**Moment relatif**	0	/
P344	14	960		0,081	0,017		0	/
P36	18	720		0,078	0,017		0,0047	0,0038
P347	40	720		0,075	0,01		0,0069	0,0052
P32	15	480		0,071	0,021		0,019	0,017
P318	25	240		0,044	0,017		0,026	0,014
P346	40	240		0,049	0,01		0,025	0,006

Dans le cas de l'évolution du déplacement relatif, on constate que même si l'incertitude sur le coefficient « b » n'est pas négligeable (figure 3), il apparaît cependant, que « b » est croissant avec l'amplitude DF. Cette incertitude varie entre 12% pour une amplitude de 450 N et 38% pour l'amplitude de 150 N (plus le déplacement est faible plus l'incertitude est importante). Ce résultat semble logique puisque l'incertitude sur la mesure est donnée comme étant un écart de linéarité sur l'étendue de mesure. Cependant, si l'on suit cette logique, la meilleure précision aurait dû être pour le cas ou l'amplitude est de 600 N (incertitude respective de 23 et 21%), ce qui n'est pas vérifié. On remarque que le nombre de points d'interpolation (40 pour 450 N, essai P347 contre 18 pour 600 N, essai P36) a une influence sur les résultats du calcul. Plus la courbe d'interpolation est précise, plus l'incertitude de mesure a d'effet sur l'incertitude du coefficient « b ». Les mêmes remarques, hormis l'évolution selon DF, peuvent être formulées pour le calcul des incertitudes sur le coefficient « b » à partir de la mesure des moments. Cependant, du fait d'une interpolation des courbes de

moments de moins bonne qualité (R^2 = 0,85), notamment pour le cas ou les amplitudes sont importantes, les incertitudes sur le coefficient « b » peuvent dépasser 700%, ce qui, d'un point de vue physique, n'a plus aucune signification. Par contre pour l'essai P346 ou le coefficient de corrélation est proche de 1, l'incertitude est de 23%. Sans surprise, plus le nombre de cycles est important, plus faible est l'incertitude sur l'identification de « b ». Cela corrobore, pour le nombre de cycles réalisés, l'hypothèse d'un ajustement logarithmique pour le déplacement relatif et le moment maximum relatif (Rosquoët, 2004).

7. Conclusion

Les incertitudes sur les mesures, lors d'essais sur des modèles réduits centrifugés de pieux, sont de deux types : soit l'incertitude est liée à l'étendue de mesure (cas des capteurs de force et de déplacement) soit elle est proportionnelle à la mesure (moment). Les calculs d'incertitude s'appuient sur deux hypothèses : 1) la mesure suit une loi normale (ou de Gauss) ; 2) l'incertitude sur une mesure est égale à l'écart-type.

Les incertitudes de chaque appareil nous confortent dans leurs choix.

Le calcul des incertitudes sur le coefficient « b » de la fonction logarithmique montre que les incertitudes sur ce coefficient sont comprises entre 12 et 30% ce qui reste toutefois acceptable et doit permettre d'envisager une utilisation pratique des expressions proposées.

Cependant, on remarque qu'un grand nombre de points (cycles) engendre une meilleure précision sur l'interpolation, ce qui conforte le choix de la fonction logarithmique. Plus la courbe d'interpolation est précise, plus l'incertitude de mesure a d'effet sur l'incertitude sur le coefficient « b ».

Toutefois, il semble difficile de dissocier l'incertitude de mesure et l'approximation qui est due à l'interpolation.

8. Références bibliographiques

Garnier J., (1995) : *Modèles réduits en mécanique des sols.* Les modèles réduits en Génie Civil, Colloque A.U.G.C., 21-44.

Norme française NF E11-062, (1985) *: Comparateurs électroniques, Capteurs de « déplacement linéaire », Méthodes d'essai.* AFNOR/CSTB, 11p.

NF ENV 13005 (1999) *Guide pour l'expression des incertitudes de mesure*. 118p

Remaud D., (1999) : *Modélisation physique de pieux sous charges latérales : problème d'interprétation et de validation*. Comptes-rendus du prix jeune chercheur 99, 2ème congrès Universitaire de Génie Civil, AUGC, Poitiers, 6-7 mai, 185-192.

Rosquoët F., (2004) : *Pieux sous charge latérale cyclique*. Thèse de Doctorat, Ecole Centrale & Université de Nantes, 305p.

Rosquoët F., Thorel L., Garnier J., Canepa Y., 2007 *Horizontal cyclic loading of piles installed in sand*. Soils and Foundations, october, Vol.47, No.5, 821-832.

Taylor J., (1982) : *Incertitudes et analyse des erreurs dans les mesures physiques.* Dunod, Paris, 2000, pour la traduction française. (Edition originale: An introduction to error analysis, 1882, University Science Books), 315p.

Verdure L., Levacher D. & Garnier J., (2003) : *Effet des cycles sur le comportement d'un pieu isolé dans un sable dense sous chargement latéral*. Revue Française de Génie Civil, 7/2003, 1185-1210.

MODELISATION NUMERIQUE DES INTERACTIONS DYNAMIQUES SOL-STRUCTURE

NUMERICAL MODELLING OF DYNAMIC SOIL-STRUCTURE INTERACTION

Xiangwei ZHANG[1], Pierre FORAY[1], Philippe GOTTELAND[1]
1 Laboratoire 3S-R (UMR5521), CNRS, Grenoble INP et Université Joseph Fourier

RÉSUMÉ – Nous présentons ici les résultats de modélisation numérique de la réponse d'une fondation superficielle à des sollicitations dynamiques cycliques, à l'aide du logiciel FLAC^{3D}. Nous avons étudié d'une part une fondation carrée de taille réelle (*1.2m∗1.2m*), d'autre part une fondation de la taille de celles utilisées pour des modèles physiques (*0.3m∗0.3m*), dans le but de vérifier les conditions de similitude.

ABSTRACT – This paper presents the numerical modelling results of the response of a shallow foundation under cyclic loading in dynamics with the computer program FLAC^{3D}. In order to verify the similitude conditions, both the real square foundation (*1.2m∗1.2m*) and that used (*0.3m∗0.3m*) in the physical models are simulated in this study.

1. Introduction

L'évaluation du risque sismique dans les ouvrages nécessite la prise en compte des interactions sol-structure en dynamique. Les fondations superficielles peuvent être sollicitées jusqu'à leur domaine non linéaire lors d'un séisme fort. La non-linéarité du comportement du sol contribue alors à dissiper l'énergie sismique, mais peut conduire à des déformations entraînant l'endommagement des structures.

De nombreuses études ont été faites analytiquement, numériquement et expérimentalement, sur la capacité portante d'une fondation superficielle sous sollicitation inclinée excentrique ainsi que sur la non-linéarité de leur comportement. Le respect du niveau de contrainte dans le sol conduit à des expérimentations massivement réalisées en centrifugeuse.

Afin de développer un outil de modélisation physique des interactions dynamiques sol-structure au laboratoire, nous envisageons un modèle réduit à l'échelle ¼ d'une fondation superficielle reposant sur un massif de sol. Nous présentons les résultats de modélisation numérique tridimensionnelle de sa réponse à des sollicitations dynamiques cycliques, à l'aide du logiciel FLAC^{3D}.

Nous avons étudié d'une part : une fondation carrée de taille réelle (*1.2m∗1.2m*) et d'autre part une fondation de la taille des modèles physiques (*0.3m∗0.3m*), dans le but de vérifier les conditions de similitude permettant d'extrapoler les résultats expérimentaux sur modèle réduit en dynamique.

Le modèle de comportement utilisé pour le sol est le modèle Mohr-Coulomb avec écrouissage. Ce modèle permet la prise en compte du changement d'échelle entre le modèle réduit et la réalité. La comparaison des résultats numériques obtenus dans les deux cas est présentée.

2. Le code de calcul FLAC^{3D}

FLAC^{3D} (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions), développé par la société Itasca Consulting Group Inc., est un logiciel utilisé pour étudier le comportement des milieux continus tels que des géomatériaux dont le comportement peut être décrit par une loi élastoplastique. Il utilise, pour simuler le comportement d'une structure tridimensionnelle, la méthode des différences finies explicites pour réaliser une analyse lagrangienne.

Le module dynamique de FLAC^{3D} permet de résoudre les équations de mouvement en utilisant une méthode complètement non-linéaire par comparaison à la méthode « equivalent-linear » beaucoup utilisée en génie parasismique pour modéliser la propagation d'ondes dans les sols multicouches et l'interaction dynamique sol-structure. La méthode non-linéaire permet d'utiliser toutes les lois de comportement non-linéaire. Les déplacements irréversibles et les changements permanents sont modélisés automatiquement.

3. Les conditions de similitude en géotechnique

Des expériences sur modèles réduits sont pratiquées depuis longtemps dans de nombreux domaines de la mécanique. Un modèle réduit doit satisfaire certaines conditions pour que son comportement mécanique soit transposable à celui de l'ouvrage en vraie grandeur. Les variables décrivant le modèle (U_m) et celles de l'ouvrage en vraie grandeur (le prototype) (U_p) sont liées par des facteurs d'échelle (U^*) selon la relation suivante :

$$U_m = U_p \times U^* \tag{1}$$

Les conditions de similitude sont exprimées par des facteurs ou nombres sans dimension qui régissent les phénomènes physiques. Pour les milieux continus, le respect de l'équation d'équilibre de la mécanique au sein des modèles réduits géotechniques entraîne les conditions de similitude suivantes entre les facteurs d'échelle (cf. tableau 1 pour leur signification) :

$$\sigma^* = \rho^* g^* L^* \tag{2}$$

$$\xi^* = g^* t^{*2} \tag{3}$$

La méthode de l'analyse dimensionnelle que nous pourrions appliquer conduit aux conditions :

$$\xi^* = L^* \tag{4}$$

$$\varepsilon^* = 1 \tag{5}$$

Pour des expériences géotechniques, nous devons également respecter les conditions de similitude du comportement mécanique des sols. Dans le cas d'un comportement élastoplastique, il convient alors de respecter simultanément les relations suivantes :

$$E^* = \sigma^* \quad (6)$$

$$c^* = \sigma^* \quad (7)$$

$$\varphi^* = 1 \quad (8)$$

$$\psi^* = 1 \quad (9)$$

Les similitudes rigoureuses qui respectent l'échelle des contraintes ($\rho^* = 1$) sont effectuées en centrifugeuse, pour des modèles réduits testés au laboratoire, sous gravité normale ($g^* = 1$) et avec des sols réels ($\rho^* = 1$), nous avons $\sigma^* = L^*$. Si on applique un facteur d'échelle sur les longueurs ($L^* = 1/n$), les autres facteurs d'échelle, en particulier dans le domaine dynamique sous *1g*, sont déterminés et récapitulés dans le tableau 1.

Tableau 1. Facteurs d'échelle pour les modèles au laboratoire

Grandeurs physiques	Facteurs d'échelle
Masse volumique	$\rho^* = 1$
Longueur	$L^* = 1/n$
Déplacement	$\xi^* = 1/n$
Déformation	$\varepsilon^* = 1$
Contrainte	$\sigma^* = 1/n$
Force	$F^* = 1/n^3$
Temps dynamique	$t^* = 1/\sqrt{n}$
Fréquence	$f^* = \sqrt{n}$
Cohésion	$c^* = 1/n$
Module d'élasticité	$E^* = 1/n$
Angle de frottement	$\varphi^* = 1$
Angle de dilatance	$\psi^* = 1$

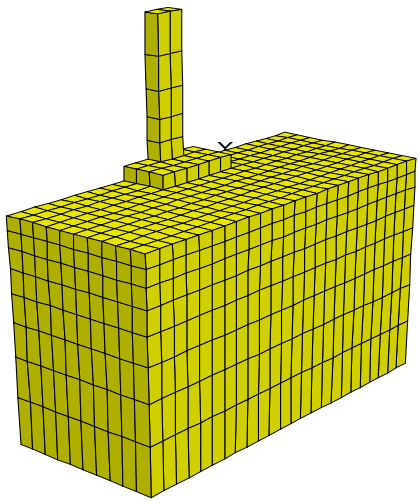


Figure 1. Modèle de la fondation superficielle reposant sur le massif de sol

4. Modélisation numérique

Le modèle réduit que nous modélisons numériquement est une fondation carrée de *30cm* de côté et *5cm* d'épaisseur, avec un poteau encastré de *50cm* de hauteur, dont la section droite est un carré de *10cm* de côté. La fondation repose sur le massif de sol au centre de la cuve, dont les dimensions sont respectivement *1.2m* de longueur, *1.0m* de largeur et *0.8m* de profondeur, par l'intermédiaire d'éléments d'interface de type Mohr-Coulomb. L'utilisation de la symétrie nous permet de ne modéliser qu'une moitié du modèle (figure 1).

Un facteur d'échelle sur les longueurs $L^* = 1/4$ a été choisi pour les modélisations numériques, c'est-à-dire que le prototype a toutes ses dimensions quatre fois plus grandes que celles du modèle réduit. Par conséquent, les dimensions de la fondation dans le prototype sont *1.2m∗1.2m*.

4.1. Paramètres des modèles des matériaux

Pour le massif du sol, nous utilisons le sable d'Hostun qui est un matériau largement utilisé comme matériau académique dans le domaine de la géotechnique française. Les propriétés de ce matériau peuvent être bien contrôlées et notre étude a été effectuée sur du sable sec.

Une loi de comportement élastoplastique du type Mohr-Coulomb avec la règle d'écoulement non-associée a été implantée dans les modèles numériques. Pour les sols, le module d'élasticité *E* dépend de la pression de confinement. Pour satisfaire à l'augmentation de la rigidité du sol avec l'accroissement de la contrainte de confinement, nous pouvons prendre en compte une évolution du module d'élasticité *E* en utilisant une loi en puissance de la forme :

$$E = E_{réf} \times \left(\frac{\sigma_3}{P_{réf}} \right)^n \tag{10}$$

où $E_{réf}$ est le module de référence du matériau correspondant à la pression de référence (pression atmosphérique) $P_{réf} = 100kPa$, σ_3 est la contrainte de confinement et *n* est le coefficient de puissance. Cette loi habituellement utilisée a été proposée par Janbu (1963). Pour un sable dense, nous adoptons les valeurs des paramètres ($E_{réf} = 40000kPa$, $n = 0.86$) proposées par Gay (2000) à partir d'essais triaxiaux réalisés sur le sable d'Hostun sous très faible pression de confinement. Les modules triaxiaux correspondent à des modules sécants pour une déformation de l'ordre de *1%*. Le tableau 2 présente les valeurs des paramètres introduites dans les modèles numériques.

Tableau 2. Récapitulatif des paramètres du sable

	γ (*kN/m³*)	E (*kPa*)	ν	φ	ψ	c (*kPa*)
Modèle réduit	16,0	$E = 40000 \times \left(\frac{\sigma_3}{P_{réf}} \right)^{0,86}$	0.33	42°	8.6°	0.3
Prototype	16,0	$E = 40000 \times \left(\frac{\sigma_3}{P_{réf}} \right)^{0,86}$	0.33	42°	8.6°	1.2

La prise en compte de l'évolution du module d'élasticité en fonction de la contrainte de confinement nous permet de respecter directement les conditions de similitude du comportement mécanique de sols $E^* = \sigma^*$.

Nous supposons, pour le poteau et sa fondation, un comportement d'élasticité linéaire, avec le module d'élasticité $E = 30GPa$ pour le prototype, et $E = 7.5GPa$ pour le modèle réduit, ainsi que le coefficient de Poisson $\nu = 0.2$.

4.2. Le pas de temps dynamique

Le calcul en dynamique avec FLAC^{3D} est un processus très long, dans lequel le pas de temps joue un rôle très important. Nous devons l'optimiser pour augmenter l'efficacité de calcul sans trop influencer les résultats. Nous pouvons choisir le pas de temps, ou utiliser les valeurs par défaut fournies par le code. Néanmoins, le pas de temps ne doit pas dépasser une valeur critique pour que les ondes élastiques puissent se propager à travers la plus petite dimension de tous les éléments. Il est calculé par la formule ci-dessous:

$$\Delta t_{crit} = \min\left\{\frac{V}{C_p A^f_{\max}}\right\} \tag{11}$$

où C_p est la vitesse d'onde de compression, V est le volume d'élément, et $A^f_{\max}$ est la surface maximum associée à l'élément correspondant. La fonction *min{}* est prise en compte pour tous les éléments du modèle. Un facteur de sécurité de *2* est utilisé, puisque l'équation ci-dessus n'est qu'une estimation du pas de temps critique; le pas de temps utilisé pour le calcul dynamique est donc:

$$\Delta t_d = \Delta t_{crit}/2 \tag{12}$$

Dans notre calcul, le pas de temps pour le modèle réduit est de l'ordre de *6µs* et *12µs* pour le prototype.

4.3. Résultats

Nous avons effectué comparativement la modélisation du modèle réduit et celle du prototype. Pour respecter les conditions de similitude pour les forces, nous avons $F^* = 1/n^3 = 1/64$. De même, nous devons prendre en compte les conditions de similitude pour le temps dynamique et la fréquence, $t^* = 1/\sqrt{n} = 1/2$ et $f^* = \sqrt{n} = 2$ (voir tableau 1).

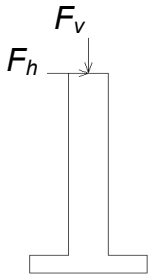


Figure 2. Le système des chargements

Une force verticale (F_v) et une force horizontale (F_h) sont appliquées sur l'extrémité du poteau (figure 2). Nous avons réalisé les calculs en statique suivis par les calculs en dynamique en remplaçant la force horizontale par une force dynamique cyclique d'une forme sinusoïdale dont l'amplitude est égale à celle en statique. Les forces appliquées dans les modélisations sont récapitulées dans le tableau 3.

Tableau 3. Récapitulatif des forces appliquées

	En statique	En dynamique
Modèle réduit	$F_v = 5kN \quad F_h = 0{,}45kN$	$F_v = 5kN \quad F_h = 0{,}45\sin(4\pi t)kN, t = 10s$
Prototype	$F_v = 320kN \quad F_h = 28{,}8kN$	$F_v = 320kN \quad F_h = 28{,}8\sin(2\pi t)kN, t = 20s$

Les résultats sont présentés en terme de trois forces et trois composantes du déplacement du point central sur la base de la fondation dans un plan de chargement (figure 3) : force verticale (*V*), force horizontale (*H*), moment (*M*), déplacement horizontal (*u*), déplacement vertical (*s*) et rotation (*θ*).

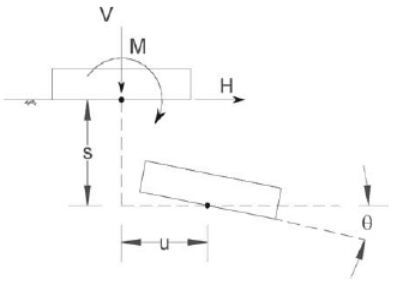


Figure 3. Définition du système des forces et des déplacements

Dans le calcul en statique, sous la force verticale, nous obtenons un tassement maximal de la fondation de *3cm* et *12cm* respectivement pour le modèle réduit et le prototype. L'effet de la force horizontale nous donne les déplacements $s = 0{,}7mm$, $u = 3mm$ et $\theta = 1°$ pour le modèle réduit et $s = 2{,}8mm$, $u = 12mm$ et $\theta = 0.6°$ pour le prototype. Nous avons le facteur d'échelle pour les déplacements $\xi^* = 1/4$ qui correspond bien à celui pour les longueurs. On ne trouve pas $\varepsilon^* = 1$ pour la rotation de la fondation. Cela peut provenir de la déformation induite par les éléments d'interface entre la fondation et le sol.

La figure 4 montre les relations entre les déplacements et les forces durant le chargement dynamique du modèle réduit. Nous voyons bien que la fondation tasse constamment lors du chargement horizontal cyclique et l'amplitude du déplacement vertical augmente progressivement. Une valeur de *1.2cm* a été observée à la fin de la modélisation. Au contraire, le déplacement horizontal ne se cumule pas, et reste voisin de zéro avec une amplitude constante de *2mm*. Une zone des cycles d'hystérésis se présente dans la figure (*V*-*u*), ce qui montre clairement la dissipation d'énergie dans le sol et sur l'interface sol-structure. Nous pouvons observer que la rigidité horizontale de la fondation n'a pas diminué au cours des cycles. Egalement pour la rigidité de rotation, presque aucune réduction n'a été remarquée dans la figure (*M*-*θ*). Pourtant, une rotation permanente se cumule et atteint une valeur de *2,6°* à la fin du chargement.

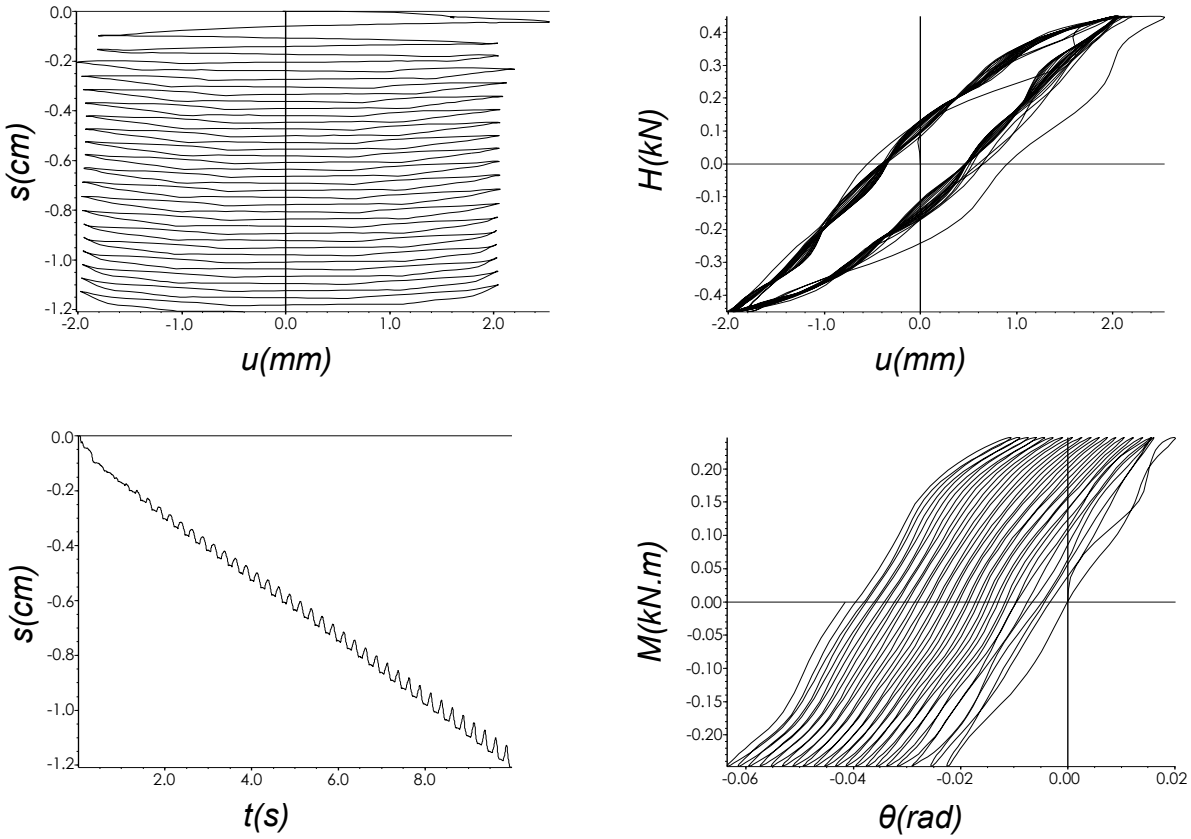


Figure 4. Résultats de la modélisation dynamique pour le modèle réduit

Dans la modélisation du prototype (figure 5), nous observons un comportement de la fondation sous sollicitation dynamique très similaire. Les déplacements obtenus sont de l'ordre de ceux extrapolables à partir du modèle réduit en appliquant les conditions de similitude. Nous avons un déplacement vertical d'environ $s = 4cm$, une amplitude du déplacement horizontal de *8mm*, et une rotation de la fondation de $\theta = 2.0°$.

5. Conclusion

Nous avons effectué une étude sur l'interaction dynamique sol-structure pour une fondation superficielle sous sollicitation inclinée excentrique. Les modélisations en statique et en dynamique pour une charge horizontale cyclique ont été réalisées à l'aide d'un code de calcul par la méthode de différences finies FLAC^{3D}.

Afin de vérifier les conditions de similitude en géotechnique pour le modèle réduit au laboratoire sous *1g*, la simulation a été effectuée à la fois sur le modèle et son prototype, avec une échelle de longueur et de contrainte $\sigma^* = L^* = 1/4$. L'évolution du module d'élasticité en fonction de la contrainte de confinement a été prise en compte par une loi en puissance dans le modèle de Mohr-Coulomb. Les résultats montrent que les comportements de la fondation pour le modèle réduit et le prototype sont très similaires et nous avons retrouvé pour l'échelle de déplacement $\xi^* = 1/4$. Nous observons que le tassement de la fondation sous sollicitation dynamique cyclique se

cumule constamment et est beaucoup plus grand que celui en statique pour une force de même amplitude. Bien que la rigidité horizontale et la rigidité de rotation ne diminuent quasiment pas, le calcul met en évidence une augmentation permanente de la rotation de la fondation.

A la suite de ce travail, nous comptons réaliser un modèle physique ayant les caractéristiques de celui traité numériquement et le soumettre à des chargements horizontaux dynamiques au laboratoire sous *1g* afin de comparer les résultats obtenus par les modélisations numériques à ceux des expérimentations.

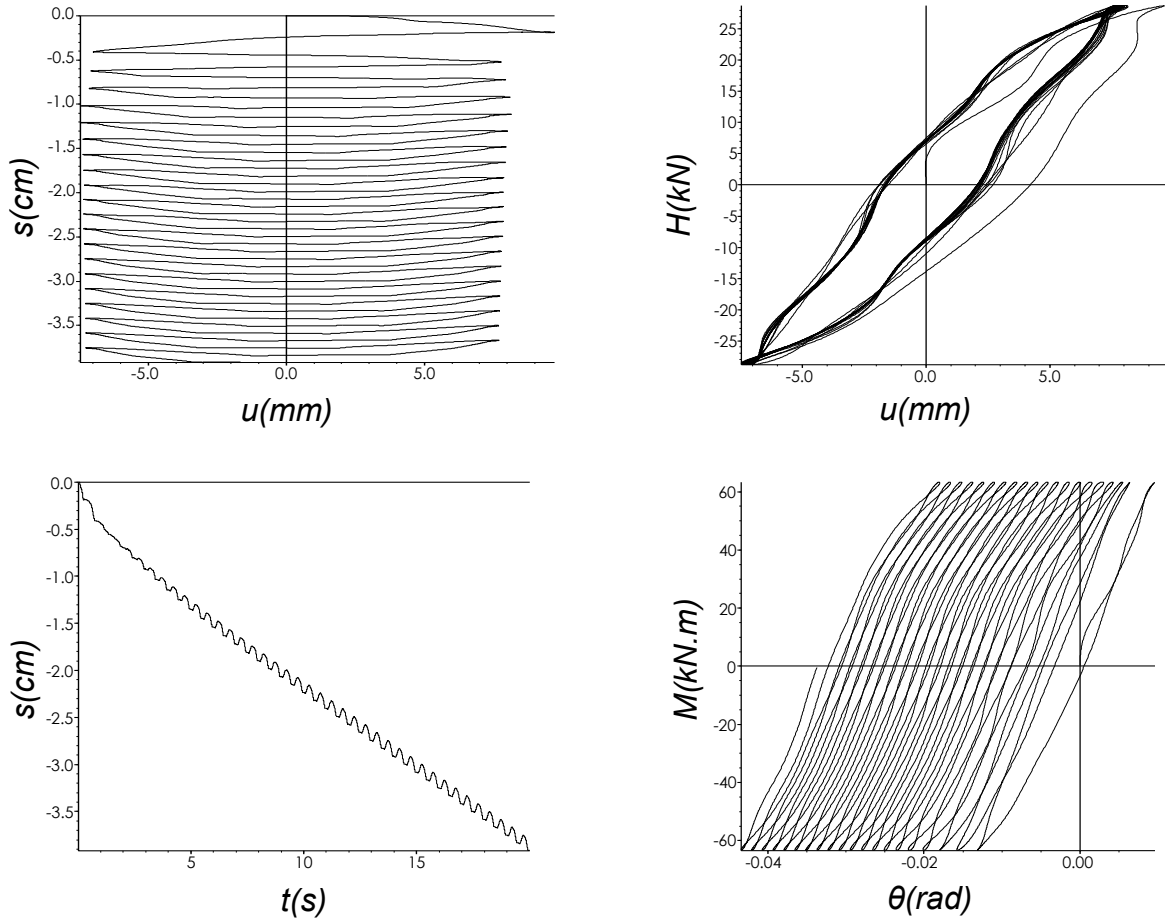


Figure 5. Résultats de la modélisation dynamique pour le prototype

6. Références bibliographiques

Doan H.V. (2007) Creusement des tunnels en terrain meuble: étude expérimentale sur modèle réduit de tunnelier à pression de terre en sol cohérent-frottant. Thèse de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.

Garnier J. (2001) Modèles physiques en géotechnique : état des connaissances et évolutions récentes. 1ère Conférence Coulomb, Paris CNIT, la défense, 67 pages.

Gay O. (2000) Modélisation physique et numérique de l'action d'un glissement lent sur des fondations d'ouvrages d'arts. Thèse de l'Institut National Polytechnique de Grenoble.

Niemann H.J. (1995) L'analyse dimensionnelle et son application aux lois de similitude. Les modèles réduits en Génie Civil, 3-20.

DIMENSIONNEMENT D'UN DALLAGE SUR UN SOL RENFORCÉ PAR INCLUSIONS RIGIDES

DESIGN OF A SLAB ON A GROUND REINFORCED BY RIGID INCLUSIONS

Patrick BERTHELOT[(1)], Frédéric DURAND[(2)], Serge LAMBERT[(3)], Hassan ALSALEH[(3)]
[(1)] *Bureau Veritas*
[(2)] *Fugro Géotechnique*
[(3)] *Keller Fondations Spéciales, Entzheim, France*

RÉSUMÉ - La mise en place dans le sol d'inclusions rigides réduit la compressibilité du sol support de dallage, mais pose différentes questions sur la prise en compte de ces éléments dans le dimensionnement du dallage. Cette étude a montré que lorsque des charges ponctuelles sont appliquées sur un dallage, des moments supérieurs et inférieurs élevés apparaissent.

ABSTRACT - The installation of rigid inclusions in the ground reduces the compressibility of the slab supporting soil; however several issues have to be addressed to take into account these elements in the slab design. This study has shown that when point loads are applied on a slab, then high bottom and top face bending moments occur.

1. Introduction

Les techniques de renforcement de sol sont habituellement dimensionnées pour permettre la réalisation d'ouvrages fondés de manière superficielle, sans modifier les référentiels les concernant. Ainsi, pour les inclusions souples de type colonnes ballastées, les recommandations (RFG n° 111) préconisent une maille maximum de 3 x 3 m sous le dallage, avec un taux de substitution de 3 % minimum permettant de ne pas remettre en question les méthodes de dimensionnement de dallage classiques sur sol homogène.

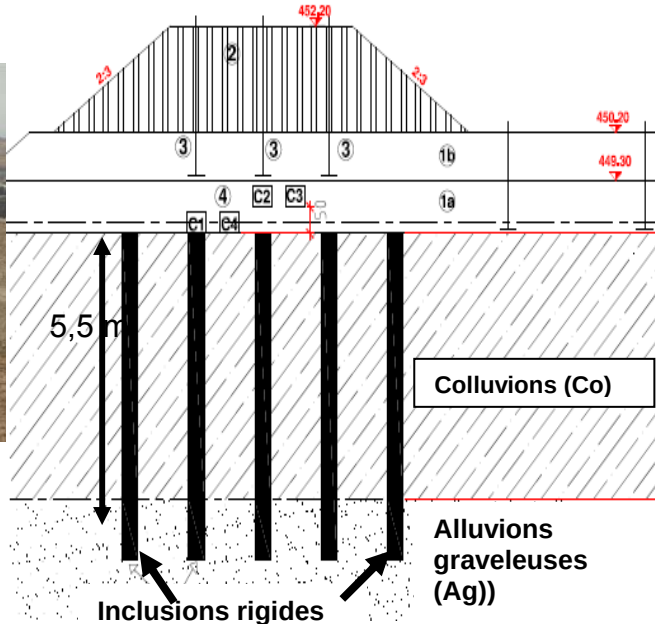
Concernant les inclusions rigides, aucun référentiel n'existe à l'heure actuelle (les recommandations du projet national de recherche ASIRI lancé par l'IREX sont en cours de rédaction) et par analogie avec les inclusions souples, il est courant d'envisager une maille de 3 x 3 m, en oubliant parfois de vérifier l'incidence sur le dimensionnement du dallage. La répercussion sur le dimensionnement du dallage se fait d'autant plus ressentir que la mise en œuvre de matelas de faible épaisseur est courante depuis la parution du DTU 13.3 Dallage et que le diamètre de l'inclusion est faible.

En ce qui concerne le dimensionnement des dallages, il est tout à fait erroné d'utiliser une valeur moyenne de module, forcément très élevée avec les inclusions rigides. Cette approche à l'aide d'un module équivalent peut entraîner une sous-estimation importante des efforts au niveau du dallage Pour démontrer cela, différents calculs comparatifs ont été menés en utilisant premièrement une méthode se basant sur un module homogénéisé (annexe C du DTU 13.3) et deuxièmement une méthode se basant sur des modules de réaction pour le sol et pour l'inclusion rigide (dalle sur appuis élastiques).

2. Données expérimentales

L'exploitation des résultats d'un plot d'essais à Eclépens (Suisse) a permis de mieux comprendre la diffusion des contraintes au sein d'un matelas disposé au-dessus des inclusions rigides. Cette planche d'essai a consisté à charger le sol par l'intermédiaire d'un remblai sur un maillage d'inclusions rigides préalablement exécutées. À proximité, un remblai de référence sans inclusions rigides a été également expérimenté, pour bien estimer la contribution des inclusions à la réduction des tassements (figure 1). Les inclusions rigides de 45 cm de diamètre ont été réalisées selon une maille de 2 m x 2 m et ont été ancrées de 1 m dans les alluvions graveleuses, soit une longueur totale de 6,50 m/T.N.

L'instrumentation mise en place était destinée à mesurer les tassements et la répartition de contraintes entre les inclusions rigides et le sol. La société Scetauroute est intervenue pour la pose de 4 cellules de contrainte disposées sur 2 niveaux différents : un premier niveau à l'interface tête d'inclusion/matelas et un deuxième niveau 50 cm au-dessus de l'interface pour vérifier la diffusion des contraintes dans le matelas.



① Remblais : sables et graviers 0/80 en deux couches (1a et 1b)
② Remblais de préchargement
③ Piges de tassement
④ Capteurs de contrainte (C1 à C4)

Figure 1 : Instrumentation de la planche d'essais

Le tableau I résume les caractéristiques mécaniques de différentes couches de sol définies par le bureau Karakas&Français. Les colluvions composées d'argile limoneuse sur une épaisseur de 5,50 m reposent sur des sables et graviers compacts de 4,60 m d'épaisseur minimale.

Les résultats sont représentés sur la figure 2. Il est possible de constater que les contraintes mesurées sur les deux plans distants de 0,50 m donnent les mêmes résultats, que ce soit dans l'axe des inclusions ou au droit du sol. La hauteur de remblai au-dessus de la tête d'inclusion est de 4,20 m, soit 80 kPa pour un poids volumique de 19 kN/m^3 pour le remblai.

Les contraintes mesurées sont de 275 à 300 kPa en tête d'inclusion et de 30 kPa au droit du sol. Il y a bien eu concentration des contraintes en tête d'inclusion par une reprise de 12 % de la charge totale directement en tête d'inclusion. Les tasse-

ments mesurés ont permis de constater un tassement de 29 mm sans renforcement de sol pour 2,20 m de remblai (38 mm estimés pour 2,90 m de remblai) et un tassement du remblai sur sol renforcé par inclusions rigides de seulement 4 mm sous 2,90 m de remblai.

Le taux d'amélioration est donc de $\frac{38}{4}$ = 9,5, ce qui est très appréciable.

Tableau I : Caractéristiques mécaniques des sols

Couche	Profondeur [m]	Module oedo-métrique [MPa]	SPT [nombre de coups]	φ' [°]	c' [kPa]
Colluvions (Co) argile limoneuse	0 à 5,5 m	9	11	25	10
Alluvions (Ag) graviers et sables fluviatiles	5,5 à 8 m	60	34	32	0
Alluvions (Aa) argile limoneuse ferme	8 à 18 m	30	32	27	15
Alluvions (As) sable fin à moyen compact	18 à 30 m	57	38	35	10

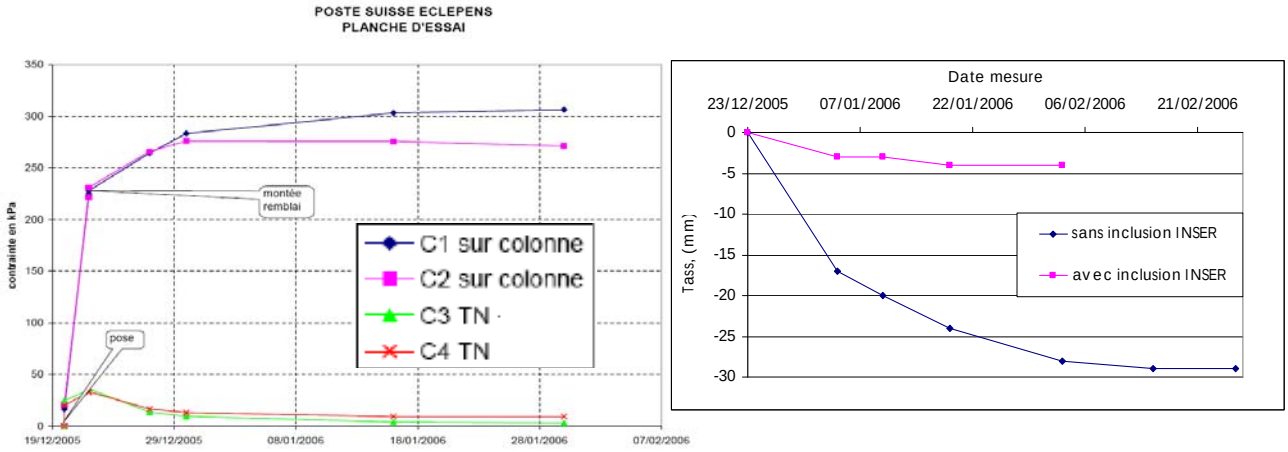


Figure 2 : Résultats des mesures de tassements et des contraintes

Une modélisation du remblai avec PLAXIS a permis de mieux comprendre la répartition de contrainte entre les inclusions et le sol et de valider la présence d'une zone de transition sur la périphérie de l'inclusion (de l'ordre de 2 à 3 fois le rayon de l'inclusion, voir figure 4).

3. État de contrainte en sous-face de dallage et moment dans le dallage

Par les mesures expérimentales et par les modélisations aux éléments finis, il a été montré que pour de faibles épaisseurs de matelas, il n'y a pas de diffusion des contraintes au-dessus de l'inclusion rigide par un effet de cône mais plutôt une conservation des contraintes entre la tête de l'inclusion et la sous-face de dallage. Il paraît donc intéressant d'étudier les paramètres qui influent sur l'état de contrainte en sous-face de dallage (figure 4) en fonction de la compressibilité du sol. Les résultats d'une application numérique correspondant à un exemple courant de renforce-

ment de sol par inclusions rigides (maillage 3 x 3 m, D_{IR} = 27 cm, E_{sol} variable de 1 à 6 MPa, H_{sol} = 6,50 m, $E_{inclusion}$ = 10000 MPa, $E_{matelas}$ = 100 MPa pour un limon traité $H_{matelas}$ = 55 cm, dont 20 cm de plateforme et 35 cm de matelas) sont résumés dans la figure 4 et le tableau II.

La modélisation d'une maille élémentaire d'inclusion rigide en axi-symétrie par un calcul aux éléments finis PLAXIS 2D met en évidence sur la figure 4, une contrainte maximum en sous-face de dallage dans l'axe de l'inclusion de 405 à 610 KPa, une zone de transition en périphérie de l'inclusion correspondant à son rayon d'influence allant jusqu'à 2 à 3 fois le rayon de l'inclusion, et enfin une contrainte résiduelle en inter-maille de 12 à 18 KPa (tableau IV). La contrainte maximum dans le matelas considérée comme constante entre la sous-face de dallage et la tête d'inclusion varie également de 405 à 600 kPa en fonction d'un module de sol croissant de 1 à 6 MPa.

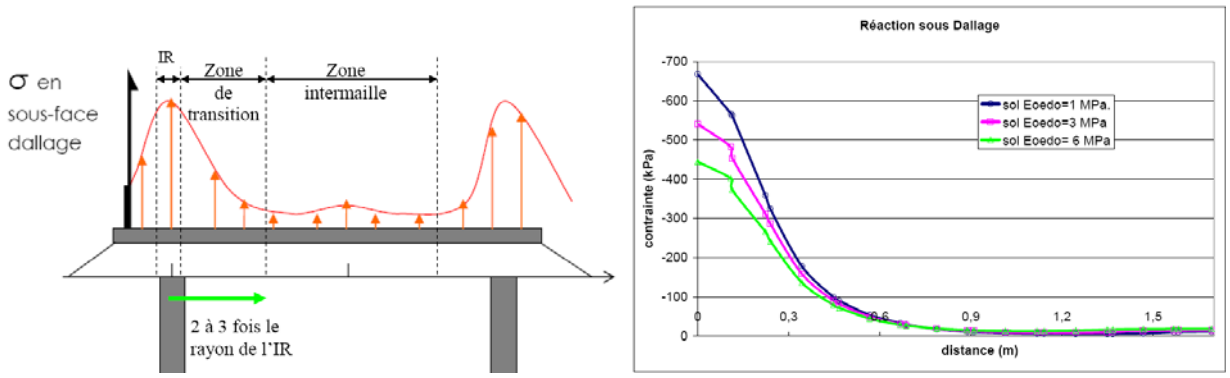


Figure 4 : Contrainte appliquée en sous-face de dallage dans l'axe de l'inclusion rigide et jusqu'à la demi-maille pour un module du sol variant de 1, 3 et 6 MPa.

Cette application met en évidence dans le tableau II la possibilité, avec les inclusions rigides, d'obtenir des tassements très faibles quel que soit le type de sol, même avec une maille lâche de 3 x 3 m mais en contrepartie, les incidences dans la couche de forme et dans le dallage croissent de manière importante. En fait, tous les éléments du modèle de calcul (couche de forme, maillage et diamètre des inclusions rigides, sol) interviennent de manière très sensible sur les efforts dans le dallage mais très peu sur le tassement. Ces éléments d'influence agissent sur les efforts dans le dallage d'autant plus que la couche de forme est traitée et que l'inclusion tasse peu, comme le démontrent presque toujours les essais de chargement.

Tableau II : Tassements et moments d'un dallage à 30 KN/m² (couche de forme traitée)

Type de sol	Tassement sans amélioration [cm]	Tassement avec inclusions rigides [cm]	PLAXIS 2D 30KN/m² Moment Sup/Inf [kN.m/ml]
E_{oedo} = 1 MPa	20,0	1,4	22/7
E_{oedo} = 3 MPa	7,0	1,2	18/6
E_{oedo} = 6 MPa	3,4	1,1	15/5

Dans le tableau III figure l'influence des inclusions rigides sur le moment fléchissant dans le dallage en fonction de l'épaisseur de la couche de forme traitée.

Tableau III : Incidence de la variation de l'épaisseur de la couche de forme traitée sur le dimensionnement de dallage pour un sol E_{oedo} = 1 MPa

S = 30 KN/m²		
Epaisseur de la couche de forme traitée	Tassement [cm]	Moment Sup/Inf [kN.m/ml]
25 cm	1,3	24/8
35 cm	1,4	22/7
45 cm	1,6	20/6

Pour une faible variation de l'épaisseur de la couche de forme, le moment dans le dallage augmente très fortement, alors qu'à nouveau, le tassement varie peu.

4. Dimensionnement des dallages

Le dimensionnement du dallage doit donner, à partir des cas de charges et actions spécifiques exercées, les moments fléchissants de la fibre supérieure et inférieure du dallage permettant la détermination de l'épaisseur et des armatures nécessaires. A priori les moments fléchissants ne sont pas les mêmes en partie courante du dallage qu'en extrémité (centre par rapport aux coins ou encore aux bords du dallage). Par souci de simplification de cette étude, seuls les moments en zone courante seront étudiés. Le cas de charges retenu correspond à un chargement classique de zones de réserve ou de plateformes logistiques avec des pieds de racks chargés à 50 KN/pied et disposés selon une trame de 1,05 x 2,70 m. La surcharge uniformément répartie considérée a été prise égale à 30 kN/m² (valeur minimum pour ce type d'ouvrage).

Pour bien comprendre l'erreur commise en considérant un sol homogénéisé, un dimensionnement du dallage avec deux hypothèses différentes est établi :

1) méthode de calcul du DTU 13.3 en tenant compte d'un module de sol renforcé homogénéisé (programme DALLIA),
2) méthode d'une dalle sur appuis élastiques en tenant compte des modules de réaction du sol et de l'inclusion rigide (programme de calcul de structure POWER PLATE).

À partir d'une modélisation sous PLAXIS 2D d'une inclusion rigide en axi-symétrie, il est possible de déterminer un module de sol homogénéisé et des modules de réaction en sous-face de dallage (tableau IV) en considérant trois zones : au droit de l'inclusion rigide, en intermaille, et en périphérie de l'inclusion

Le tableau V récapitule les moments entre une surcharge uniformément répartie et des surcharges ponctuelles. Il apparaît que ce sont les surcharges ponctuelles qui sont dimensionnantes, malgré que la surcharge uniforme équivalente ne soit que de 16 KN/m².

Tableau IV : Définition des paramètres pour la modélisation du dallage

	Paramètres DALLIA		**Paramètres POWER-PLATE**					
Module oedo. du sol [MPa]	Tassement du dallage pour 30 KN/m² [cm]	Module homo-généisé Es [MPa]	Contrainte dans l'axe inclusion [kPa]	Contrainte inter-maille [kPa]	Contrainte périphérie inclusion [kPa]	Module réaction K_{sol} [kPa]	Module réaction K_{IR} [kPa]	Module réaction $K_{périphIR}$ [kPa]
1	1,4 cm	14	600	12	290	857	42857	20870
3	1,2 cm	16	490	15	250	1250	40833	20863
6	1,1 cm	18	405	18	205	1636	36818	18674

Tableau V : Comparaison des moments entre une surcharge uniformément répartie et des charges ponctuelles pour un dallage de 20 cm

Module oedométrique du sol	Charge uniformément répartie de 30 KN/m² Moment Sup / Moment Inf	Charge ponctuelle 50 KN/pied Moment Sup / Moment Inf
E_{oedo} = 1 MPa	32/12 kN.m/ml	19/39 kN.m/ml
E_{oedo} = 3 MPa	28/9 kN.m/ml	14/32 kN.m/ml
E_{oedo} = 6 MPa	24/7 kN.m/ml	16/33 kN.m/ml

Par ailleurs et en fonction du type de charge – charge uniformément répartie ou charge ponctuelle – les moments fléchissants inférieurs (entre les inclusions) et supérieurs (dans l'axe des inclusions) se répartissent de manière différente.

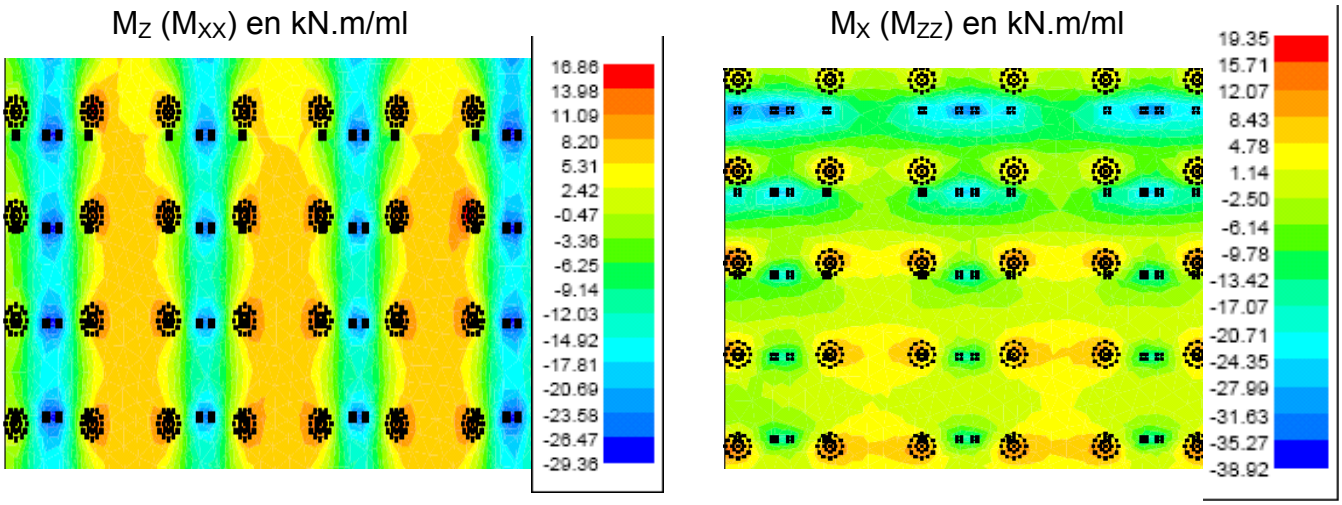


Figure 5 : Résultats POWER-PLATE des moments dans les deux directions de la dalle pour un sol E = 1 MPa et des charges ponctuelles

Pour une surcharge uniformément répartie, le moment inférieur est faible par rapport au moment supérieur alors que c'est le contraire pour les charges ponctuelles.

L'explication provient de la position des charges ponctuelles par rapport aux inclusions. Le moment est d'autant plus important que la distance entre les inclusions et la charge ponctuelle est grande.

Enfin, le comparatif entre les deux approches d'un sol homogénéisé et un sol hétérogène figure dans le tableau VI.

Tableau VI : Comparaison d'un dallage dimensionné avec Dallia et Power Plate

Module de sol	Hyp. sol homogénéisé Méthode DTU 13.3. (DALLIA)		Sol avec hétérogénéités Dalle sur appuis élastiques (POWER-PLATE)	
	Ep. dallage	Armature totale	Ep. dallage	Armature totale
E = 1 MPa	15 cm	10 kg/m²	22 cm	20 kg/m²
E = 3 MPa	15 cm	10 kg/m²	21 cm	20 kg/m²
E = 6 MPa	15 cm	10 kg/m²	20 cm	20 kg/m²

Pour un sol homogénéisé, le type de dallage reste constant quel que soit le type de sol, compte tenu de la valeur élevée du module oedométrique homogénéisé E_S (tableau IV).

Par contre, en modélisant correctement les inclusions rigides et donc en considérant l'hétérogénéité dans le sol, l'épaisseur du dallage varie en fonction du type de sol et présente bien évidemment des épaisseurs et des armatures bien plus élevées.

Dans le tableau VII figurent les mailles d'inclusions à envisager pour obtenir un dallage armé de 15 cm avec 10 kg/m² d'acier (minimum DTU 13.3-1).

Tableau VII : Maillage des inclusions à prévoir pour retrouver un dallage de 15 cm armé une seule nappe à 10 kg/m² (minimum DTU 13.3. d'un dallage armé)

	Surcharges 30 KN/m²	Charge ponctuelle 50 KN/pied
Module oedométrique du sol	Maille des inclusions rigides	Maillage des inclusions rigides
1 MPa	2,40 x 2,40 m	1,70 x 1,70 m
3 MPa	2,60 x 2,60 m	2,00 x 2,00 m
6 MPa	2,80 x 2,80 m	2,50 x 2,50 m

Les résultats des calculs aux éléments finis sont étroitement liés aux caractéristiques d'angle de frottement et de cohésion. Des valeurs sous-estimées dans le sol support peuvent entraîner une surestimation des tassements des inclusions rigides en pointe, réduisant ainsi la contrainte en sous-face de dallage. Il est donc souhaitable de valider les tassements des inclusions par des méthodes simples confrontées à des résultats expérimentaux, telles que Franck et Zhao (Bulletin de liaison LCPC 1982 n° 119).

5. Incidences de l'arase supérieure des inclusions rigides sur le moment du dallage

Prévoir l'arase supérieure des inclusions rigides au niveau de la plateforme est la meilleure façon de s'assurer d'un niveau précis d'arase béton permettant de limiter les variations d'épaisseur du matelas au-dessus des têtes d'inclusions.

Cependant, dans certaines circonstances, il est demandé de procéder à une arase basse des inclusions rigides sous le niveau de la plateforme de travail. La tolé-

rance d'exécution est alors de +/- 10 cm, ce qui entraîne une variation importante de l'épaisseur de matelas au-dessus des têtes d'inclusions rigides (figure 5).

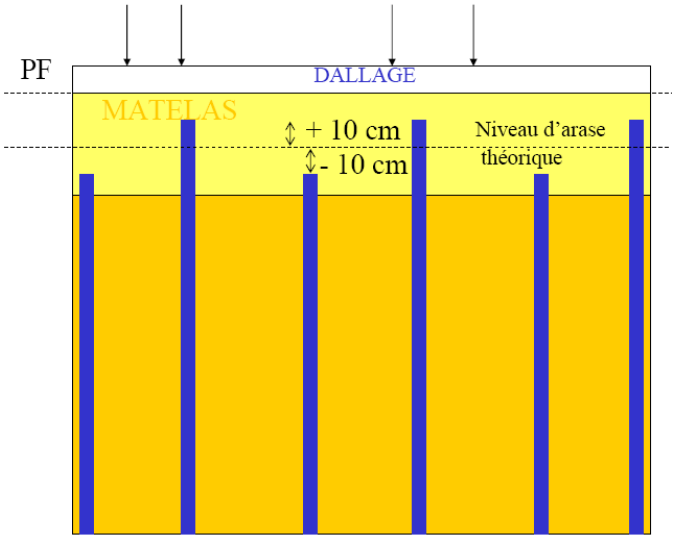


Figure 5 : Disposition des inclusions rigides lorsque que l'arase est prévue sous le niveau de la plateforme d'intervention

En reprenant le modèle de calcul du paragraphe 3, l'épaisseur du matelas peut varier d'après la figure 5 de 25 à 45 cm pour une épaisseur théorique de 35 cm. L'incidence de cette variation de niveau d'arase provoque bien évidemment des moments parasites supplémentaires (tableau III). Ces moments parasites existent également lorsque la couche de forme est retraitée aux liants après l'exécution des inclusions rigides. Dans cette situation, du sol non traité peut subsister au-dessus des inclusions rigides, il peut même y avoir des têtes d'inclusions cassées, faisant varier de manière importante les modules de réaction.

6. Conclusion

Le renforcement de sol par inclusions rigides sous dallage est habituellement associé à des matelas de faibles épaisseurs traités aux liants, pour permettre d'obtenir des tassements très faibles même avec des mailles lâches et des sols très compressibles. Cela entraîne des répercussions très importantes sur le dimensionnement structurel du dallage (épaisseur, armatures) que les dallagistes et bureaux d'études ont encore du mal à appréhender. Cette étude a montré que lorsque des charges ponctuelles sont appliquées sur un dallage, et notamment au centre de la maille d'inclusions, des moments supérieurs et inférieurs élevés apparaissent. L'incidence sur le dallage est importante puisqu'il est nécessaire de prévoir alors une dalle armée avec deux nappes de treillis.

7. Références

Berthelot P., Glandy M., Frossard A., Durand F. (2007) : Dallage et modules de déformation des couches de sol ; applications aux renforcements des sols par inclusions, et analyse du comportement du matelas de répartition.

DTU 13.3 parties 1 et 2 : "Dallages à usage industriel", Norme NFP 11-213-1-2.

FIABILITE DE TROIS METHODES PENETROMETRIQUES DE CALCUL DE LA CAPACITE DES PIEUX BATTUS DANS LE SABLE

RELIABILITY OF THREE CPT BASED DESIGN METHODS FOR DRIVEN PILES IN SAND.

Slimane ZEHZOUH, Alain PUECH
Fugro France, Nanterre, France

RÉSUMÉ – Trois méthodes de calcul de la capacité portante des pieux battus dans les sables à partir de l'essai au pénétromètre statique (CPT) ont été confrontées aux données d'une banque internationale constituée par des essais de pieux métalliques instrumentés, comportant des pieux ouverts et fermés, chargés en compression et en tension. Les nouvelles méthodes (ICP_05) et (UWA_05) présentent de meilleures statistiques que la méthode du Fascicule 62.

ABSTRACT – Three design methods for driven piles in sand based on the cone penetrometer test (CPT) have been tested by reference to an international database composed of instrumented steel pile tests, including open and closed ended piles, loaded both in tension and in compression. The new methods (ICP_05) and (UWA_05) disclose better mean and Coefficient Of Variation (COV) values than the Fascicule 62 method.

1. Objet et motivation de l'étude présentée

L'étude développée dans cet article porte sur la comparaison de trois méthodes de calcul de pieux battus dans le sable à partir de l'essai au pénétromètre statique. Cette étude entre dans le cadre de la mise en application de l'Eurocode 7. Il appartient à chaque pays de développer ses propres Documents d'Application Nationale (DAN) et de s'assurer que ces documents sont conformes aux principes généraux de l'Eurocode 7. La France a engagé le processus de rédaction d'un DAN portant sur le calcul des fondations profondes. Ce document se substituera à terme aux actuels Fascicule 62, Titre 5 du CCTG applicable aux marchés publics et au DTU 13.2 applicable aux marchés privés. La commission technique qui s'est constituée début 2006 a estimé que des travaux préparatoires étaient nécessaires. Ces travaux devaient notamment :

- permettre de corriger certaines distorsions entre Fascicule 62 et DTU 13.2,
- évaluer et corriger les écarts de dimensionnement provenant d'un calcul par la méthode pressiométrique et par la méthode pénétrométrique ;
- positionner les recommandations françaises vis à vis des recommandations internationales ;
- voir dans quelle mesure des développements récents pourraient être pris en compte pour améliorer la fiabilité des méthodes de prédiction.

La prévision de la capacité des pieux battus dans les sables est un volet important de ces travaux préliminaires car :

- le pénétromètre statique est de plus en plus utilisé en France ;
- les praticiens constatent que sur un même site comportant des essais pressiométriques et des essais pénétrométriques, le dimensionnement des pieux est

plus favorable (pieux plus courts) si on utilise les seules données pressiométriques ;
- des travaux très importants ont été menés sur le calcul des pieux battus dans le sable qui ont conduit au développement de nouvelles méthodes.

2. Historique du calcul de pieux battus dans les sables

Dans le cadre du génie civil (terrestre) français, c'est le Fascicule 62 qui fait référence avec des méthodes de prédiction basées exclusivement sur les essais in situ de type pressiomètre et pénétromètre statique, étant entendu que le pressiomètre est depuis de nombreuses années l'outil le plus communément utilisé. Dans le domaine de l'offshore c'est la méthode de l'API RP2A (American Petroleum Institute) qui est reconnue et utilisée. Ces méthodes que l'on qualifiera de « classiques » ne prennent pas en compte des phénomènes physiques importants comme la dégradation du frottement en cours de battage ou la formation du bouchon interne de sol. La distribution des résistances, entre la part due au frottement latéral et la part due à la pointe est souvent loin de la réalité, même si au final la capacité totale prédite peut être proche de celle mesurée. Par exemple, sur 98 essais de pieux battus, la méthode API donne une moyenne du rapport Qc/Qm (la capacité calculée sur la capacité mesurée) de 0,90 (ce qui peut paraître très satisfaisant) mais avec un écart-type très élevé de 63%, ce qui dénote un manque de fiabilité (Tucker et Briaud, 1998).

Les méthodes « classiques » considèrent que le frottement le long des pieux battus dans les sables croît linéairement sur les premiers mètres, puis atteint une valeur limite indépendante de la profondeur. Cette valeur limite est fonction de la densité relative (Dr). Par exemple, dans les sables très denses (Dr > 85%) la valeur limite proposée est : f_{smax} = 115 kPa pour la méthode API, f_{smax} = 120 kPa pour le Fascicule 62

Certains essais de pieux, notamment ceux de Vesic (Vesic, 1970) avaient depuis longtemps suggéré que la distribution du frottement le long de pieux battus dans le sable pouvait être plus complexe :
- pour une profondeur donnée de la pointe du pieu, le frottement croîtrait de manière quasi exponentielle avec la profondeur ;
- la valeur du frottement à un niveau donné dans le sol décroîtrait au fur et à mesure de l'enfoncement du pieu au delà du niveau considéré.

En d'autres termes, le frottement local ne serait pas uniquement fonction des propriétés du milieu mais serait affecté par l'histoire de la mise en place : à un niveau donné le frottement diminuerait avec le nombre de coups de marteau nécessaire pour faire pénétrer le pieu plus profondément. Ce phénomène de dégradation du frottement local est appelé « friction fatigue » en anglais. Il a fallu attendre les résultats des essais EURIPIDES (Figure 1) réalisés sur des pieux de 0,75m de diamètre, battus dans un sable très dense de Mer du Nord à plusieurs pénétrations (jusqu'à plus de 40 m) pour avoir une confirmation éclatante du phénomène de « friction fatigue » (Kolk et al., 2005a). Les premiers travaux menés à l'Impérial College à Londres notamment par R. Jardine dans les années 90 avaient déjà pour objectif de mettre en évidence les aspects fondamentaux du comportement des pieux battus dans les sables (et également dans les argiles). Ils ont abouti en 1996 à une nouvelle méthode dite ICP (Imperial College Pile) qui est depuis utilisée dans de nombreux projets offshore et terrestres. Cette méthode repose sur les résultats d'essais au pénétromètre statique. Sous la pression de l'industrie offshore et la nécessité de plus en plus évidente de modifier les critères API, différentes tentatives ont été me-

nées pour parvenir à des méthodes plus fiables de calcul de la capacité portante des pieux battus dans les sables : Fugro-05 (Kolk et al. 2005b); ICP-05 (Jardine et al. 2005); NGI-05 Norwegian Geotechnical Institute (Clausen et al. 2005) ; UWA-05 University of Western Australia (Lehane et al., 2005a et b). Toutes ces méthodes reconnaissent la supériorité des données CPT et restent basées sur des principes proches de ceux introduits par R. Jardine.

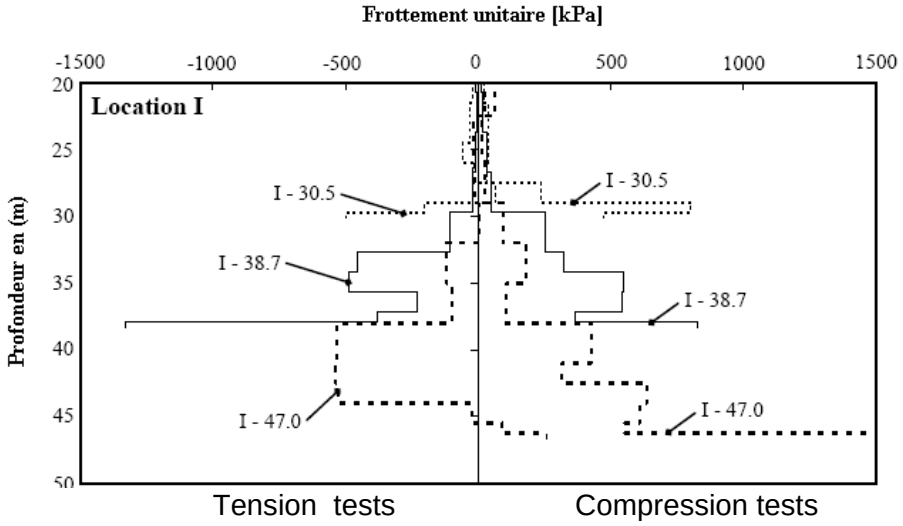


Figure 1. Frottement unitaire en fonction de la profondeur, site Euripides

3. Les « nouvelles » méthodes

Il n'est pas possible de s'étendre ici sur le contenu des méthodes ICP_05 et UWA_05. On en trouvera une description détaillée dans les références déjà citées. Leur supériorité réside dans la prise en compte explicite de deux mécanismes fondamentaux intervenant pendant le battage des pieux : (i) la dégradation du frottement et (ii) la formation du bouchon de sol dans les pieux ouverts.

La dégradation du frottement ou « fatigue » du frottement est un mécanisme qui a souvent été observé lors de l'instrumentation de pieux battus dans le sol. En effet, à une profondeur z donnée, le frottement unitaire diminue au fur et à mesure que le pieu s'enfonce (et donc que le nombre de coups augmente). Ce mécanisme correspond à une dégradation des paramètres de sol à l'interface sol-structure lié au chargement cyclique. Ce phénomène est pris en compte dans les nouvelles méthodes en faisant dépendre la contrainte radiale de la longueur de pieu battue au-delà du niveau considéré.

L'enregistrement du frottement unitaire (Figure 1) lors des tests en tension et en compression sur le site Euripides_I pour un pieu battu à trois profondeurs différentes : 30,5 m, 38,7 m et 47 m montre clairement le phénomène de dégradation du frottement observé lors des différents essais de chargement des pieux. Près de la pointe on enregistre des frottements très importants supérieurs à 500 kPa.

Ces résultats sont à comparer à ceux obtenus par le calcul à partir des trois méthodes (Figure 2). On constate que les nouvelles méthodes tiennent compte à la fois de la dégradation du frottement et des frottements importants observés en partie basse, alors que la méthode traditionnelle du Fascicule 62 ne tient pas du tout compte de ces deux phénomènes.

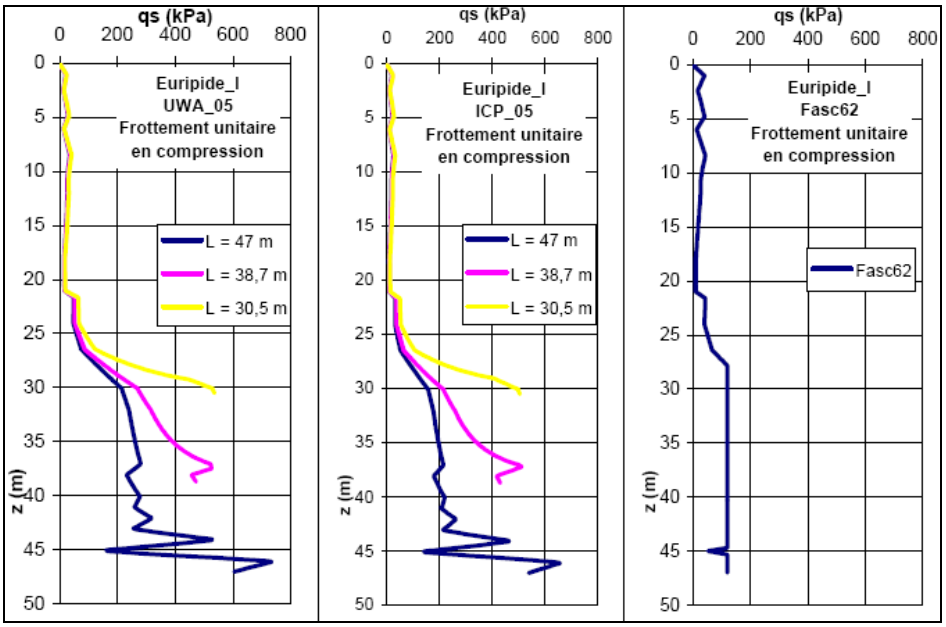


Figure 2. Frottement unitaire en fonction de la profondeur, prédiction des trois méthodes, site Euripide

4. La base de données

Tableau I. Base de données

	Fermé	Ouvert	Tous
Nombre de pieux	14	12	26
Acier	13	12	25
Béton	1	0	1
Circulaire	14	12	26
Test en extension	6	6	12
Test en compression	8	6	14
Gamme de longueur	6,1 - 15m	5,3 - 47m	5,3 - 47m
Gamme de diamètres	0,2 - 0,457m	0,356 - 0,813m	0,2 - 0,813m

La base de données retenue pour la présente étude statistique est une partie de la base de donnée d'essais de chargement de pieux utilisée par les auteurs de la méthode UWA_05. Sur une base de donnée internationale de 357 essais de pieux battus dans des sables, les auteurs de la méthode UWA_05 n'en ont retenu que 74. Nous n'avons au final retenu pour notre étude que 26 essais de chargement. Les raisons pour lesquelles nous avons écarté les autres sont les suivantes :

- sites contenant des couches argileuses intercalées ;
- essais sur des pieux non circulaires ;
- profils CPT imprécis.

Les caractéristiques des pieux retenus sont résumées dans le Tableau I.

5. Comparaison des méthodes

Les résultats obtenus par le calcul (Qc=capacité calculée) pour chacun des pieux sélectionnés ont été confrontés aux résultats mesurés (Qm=capacité mesurée). On

présente pour chacun des quatre groupes et pour chaque méthode le rapport Qc/Qm en fonction de la résistance de pointe q_c à la profondeur d'ancrage L.

On représente séparément la capacité totale (Figure 3), le terme de frottement (Figure 4) et le terme de pointe (Figure 5). Sur la figure 3 on a aussi tracé la moyenne et un faisceau compris entre :

- la moyenne + le COV (coefficient de variation),
- la moyenne – le COV.

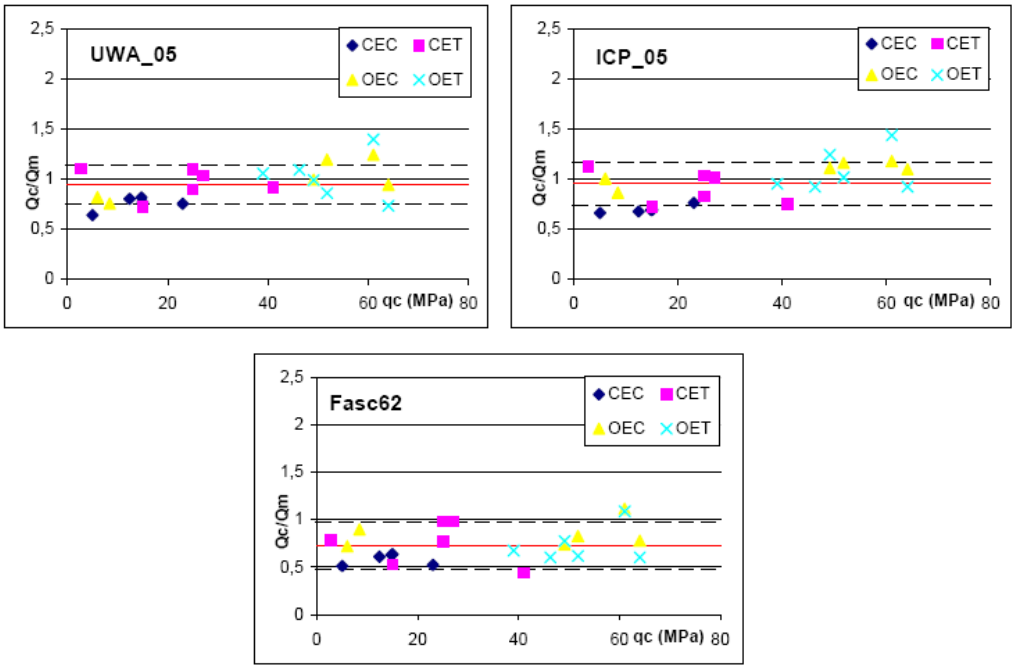


Figure 3. Rapport de la capacité totale calculée sur celle mesurée en fonction de la résistance de pointe à z = L pour tous les points

5.1 Pieux fermés en compression (Close-Ended piles in Compression CEC)

Les trois méthodes restent pessimistes pour cette catégorie avec une moyenne inférieure à 0,75. La méthode du Fascicule 62 est la plus pessimiste avec une moyenne de 0,58 et un COV de 10%. Les deux méthodes UWA_05 et ICP_05 restent assez proches avec des moyennes autour de 0.70 mais la méthode ICP_05 semble plus fiable avec un COV de 6%. On remarque que les méthodes nouvelles estiment assez bien la part du frottement mais sous-estiment la pointe, alors que la méthode du Fascicule 62 sous-estime d'un facteur 2 le frottement et la pointe. Les méthodes semblent sous-estimer la pointe pour les faibles valeurs de q_c.

5.2 Pieux fermés en tension (Close-Ended piles in Tension CET)

Il est évident que la méthode du Fascicule 62 a tendance à sous-estimer la capacité en tension des pieux fermés avec une moyenne de 0,75, mais elle reste aussi la moins fiable avec un COV de 30%. La méthode UWA_05 est la plus proche de la réalité avec une moyenne de 0,96 et la plus fiable avec un COV de 15%. La méthode ICP_05 avec une moyenne de 0,91 et un COV de 19% est assez proche de la méthode UWA_05.

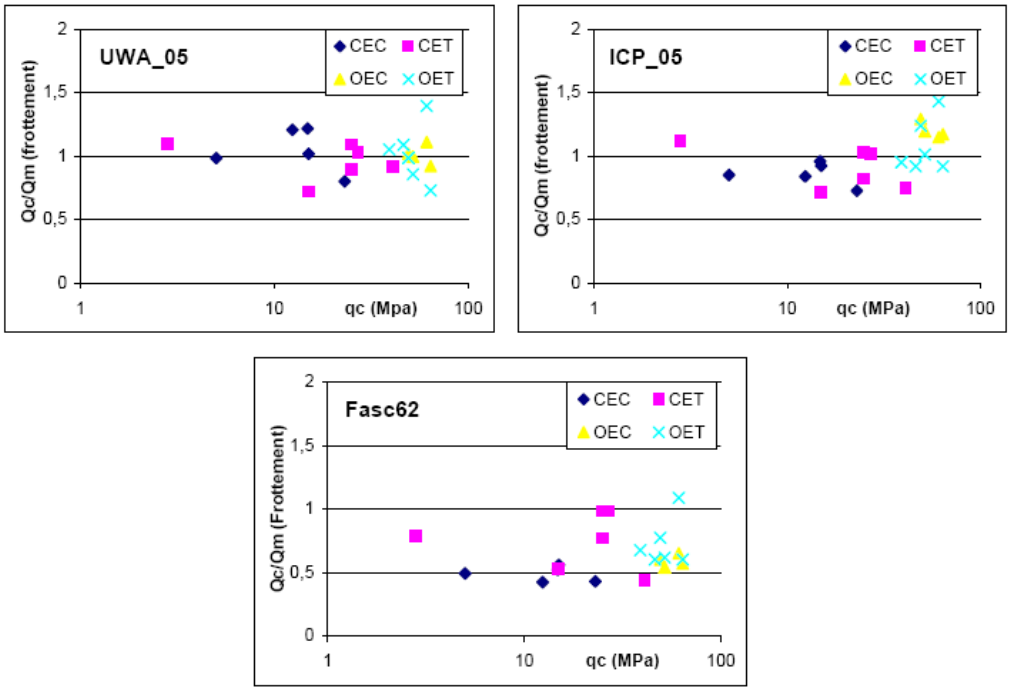


Figure 4 : Rapport du frottement calculé sur celui mesuré en fonction de la résistance de pointe à z = L

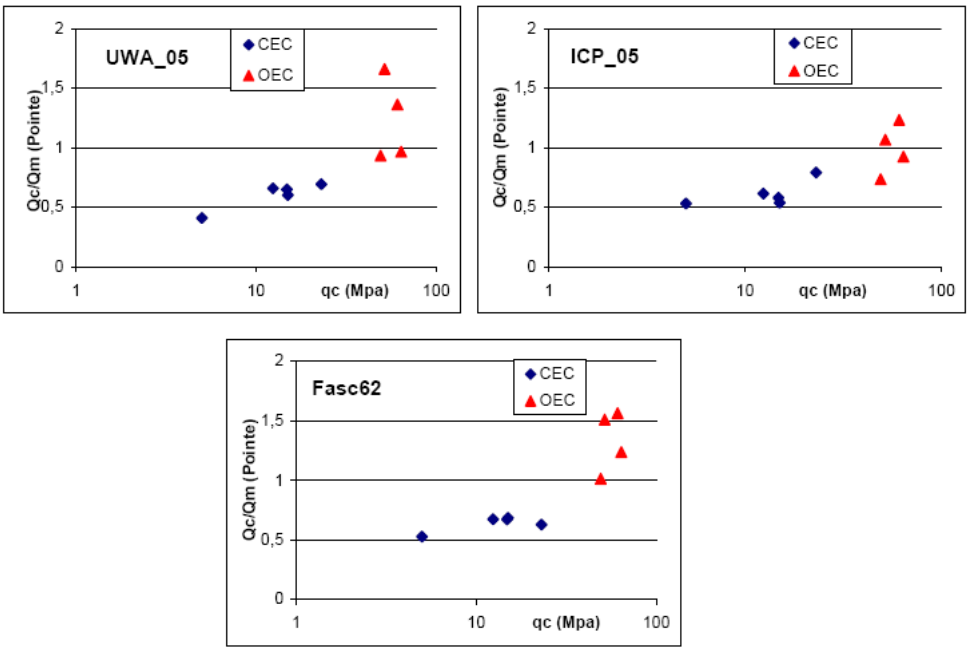


Figure 5 : Rapport de l'effort de pointe calculé sur celui mesuré en fonction de la résistance de pointe mesurée à z = L

5.3 Pieux ouverts en compression (Open-Ended piles in Compression OEC)

Là encore la méthode du Fascicule 62 sous-estime la capacité en compression des pieux ouverts avec une moyenne de 0,85 mais les points restent assez proches de la moyenne avec un COV de 17%. Les méthodes ICP_05 et UWA_05 semblent sous-estimer la capacité des pieux dans les sables lâches, mais ont des moyennes

proches de l'unité. Cependant la méthode ICP_05 est la plus fiable avec un COV de 11%. Dans l'ensemble la part de l'effort de pointe et du frottement est assez bien estimé par les nouvelles méthodes, alors que la méthode du Fascicule 62 sous estime fortement la part du frottement (surtout pour les grandes valeur de q_c) et semble surestimer la pointe.

5.4 Pieux ouverts en tension (Open-Ended piles in Tension OET)

La méthode du Fascicule 62 sous-estime la capacité avec une moyenne de 0.73 et reste aussi la moins fiable dans cette catégorie avec un COV de 26%. Les méthodes UWA_05 et ICP_05 ont une très bonne estimation de la capacité pour ce groupe avec des moyennes proches 1. Cependant, les trois méthodes ont des coefficients de variation très proches de l'ordre de 20%.

Le tableau II résume les analyses statistiques propres à chaque groupe et à chacune des méthodes.

Tableau II. Analyse Statistique

Base de donnée	Méthode	Moyenne	COV	Ecart type	Nombre de pieux
Fermé Compression	UWA_05	0,75	0,09	0,07	8
	ICP_05	0,69	0,06	0,04	
	Fasc62	0,58	0,10	0,06	
Fermé Tension	UWA_05	0,96	0,15	0,15	6
	ICP_05	0,91	0,19	0,17	
	Fasc62	0,75	0,30	0,23	
Ouvert Compression	UWA_05	0,99	0,20	0,20	6
	ICP_05	1,07	0,11	0,12	
	Fasc62	0,85	0,17	0,15	
Ouvert Tension	UWA_05	1,02	0,22	0,23	6
	ICP_05	1,08	0,20	0,21	
	Fasc62	0,73	0,26	0,19	
Base de donnée complète	UWA_05	0,94	0,20	0,19	26
	ICP_05	0.95	0,22	0,21	
	Fasc62	0,73	0,25	0,19	

6. Conclusions

L'étude a consisté à comparer trois méthodes de calcul de la capacité portante de pieux battus dans du sable et à confronter les résultats aux données d'une banque internationale d'essais de pieux. Ces trois méthodes sont basées sur l'utilisation du CPT. On s'est limité au cas des pieux tubulaires (ouverts ou fermés) et sollicités en compression ou en tension. La méthode du Fascicule 62, utilisée pour le calcul des fondations d'ouvrages de génie civil en France, semble sous-estimer systématiquement la capacité des pieux battus puisque le rapport de la capacité calculée à la capacité mesurée Qc/Qm est de 0.73 pour l'ensemble de la base de données mais descend à 0.58 si on ne considére que les pieux battus fermés en compression. Le coefficient de variation (COV) sur l'ensemble de la base de données est de 0.25. Les méthodes UWA_05 et ICP_05 présentent de meilleures statistiques avec un rapport Qc/Qm proche de l'unité ($0.9 < Qc/Qm < 1.1$) quel que soit le type de pieu considéré

(ouvert ou fermé) et le mode de sollicitation (compression ou tension). Le COV est légèrement plus faible que pour la méthode Fascicule 62 mais reste globalement voisin de 0.2. Les analyses statistiques peuvent sembler discutables étant donné la base de donnée relativement peu importante dans chaque groupe pour dégager des tendances. Cependant en comparant ces graphes aux analyses réalisées par les auteurs de la méthode UWA pour les deux méthodes UWA_05 et ICP_05, il se confirme que les tendances générales sont respectées avec une base de donnée plus large. La tendance de la méthode Fascicule 62 à sous-estimer la capacité des pieux battus est souvent évoquée par les praticiens (au moins par comparaison avec la méthode pressiométrique). La meilleure capacité prédictive des « nouvelles » méthodes s'explique largement par la prise en compte de phénomènes physiques ignorés dans les méthodes traditionnelles : la dégradation du frottement en cours de battage et la formation du bouchon de sol dans les pieux ouverts. Il serait vivement souhaitable de poursuivre ce type de comparaison à partir de la base de données du LCPC qui s'est significativement élargie depuis l'élaboration de la méthode Fascicule 62. Elle comporte en outre bon nombre de pieux de sections non circulaires (pieux H, pieux caissons).

7. Références bibliographiques

American Petroleum Institute (2000) Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Strength Design. API RP 2A - WSD, 21st edition, Washington DC, Dec. 2000.

Briaud J.L., Tucker L.M. (1988) Measured and predicted axial load response of 98 piles. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 114, N° 9, 984-1001.

Bustamante M., Gianeselli L. (1982) Pile bearing capacity by means of static penetrometer, CPT. 2nd European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, 493-500.

Clausen C.J.F., Aas P.M., Karlsrud K. (2005) Bearing capacity of driven piles in sands, the NGI approach. Frontiers in Offshore Geotechnics, ISFOG, Perth, Sept. 2005.

Jardine R., Chow F., Overy R., Standing J. (2005) ICP Design Methods for Driven Piles In Sands and Clays. Imperial College, Thomas Telford, London

Kolk H.J., Baaijens A.E., Vergobbi, P. (2005a) Results from axial load tests on pipe piles in very dense sands: the EURIPIDES JIP. Frontiers in Offshore Geotechnics, ISFOG, Perth, Sept. 05.

Kolk H.J., Baaijens A.E., Senders M. (2005b) Design criteria for pipe piles in silica sands. Frontiers in Offshore Geotechnics, ISFOG, Perth, Sept. 2005.

Lehane B.M, Schneider J.A, Xu X. (2005a) A Review of Design Methods for Offshore Driven Piles in Siliceous Sand. The University of Western Australia, UWA Report GEO: 05358.

Lehane B.M., Schneider J.A., Xu X. (2005b) The UWA_05 method for prediction of axial capacity of driven piles in sand, Frontiers in Offshore Geotechnics, ISFOG, Perth, Sept. 05.

Ministère de l'équipement, du logement et des transports (1993) Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil. Fascicule 62, Titre V.

Uesugi M., Kishida H., Tsubakihara Y. (1989) Friction between Sand and Steel under Repeated Loading. Soils and Foundations. 29(3):127-137.

Vesic A.S. (1970) Tests on instrumented piles: Ogeechee River site. Journal of the Soil, Mechanics and Foundation Division, ASCE, SM2:561-584.

PARKING SOUTERRAIN DE LA VALETTE (83). APPROCHE TECHNICO-CONTRACTUELLE POUR L'OPTIMISATION DES INJECTIONS

TECHNICAL AND CONTRACTUAL APPROACH FOR OPTIMIZATION OF GROUTING FOR AN UNDERGROUND CAR PARK

Hassan FARHAT
Arcadis, Agence de Marseille

RESUMÉ-Dans le cadre de la construction d'un parking souterrain de quatre niveaux, une approche technique et contractuelle a été adoptée afin de réaliser les traitements de la façon la plus efficace possible en limitant les injections au strict nécessaire. Cette approche peut être assimilée à la méthode observationnelle. Les aspects techniques et contractuels ont été pris en compte au stade des études de projet, du Dossier de Consultation des Entreprises et pendant l'exécution des travaux. Les traitements par injection ont montré leur efficacité et les débits d'exhaure mesurés actuellement en fin de travaux de génie civil sont inférieurs à 10 m^3/h.

ABSTRACT - As part of the construction of a four level underground parking structure, the problem of water infiltration control was treated during the design phase. Both a technical and economical approach was chosen to optimise the soil treatment, limiting grouting to the strictly necessary quantities. The technical and contractual aspects were taken into account during the design & construction phases. This method has proven to be very effective and thus the water inflow rate has been limited to10 m^3/hr.

1. Introduction

La réalisation de parkings souterrains, en centre ville ou en périphérie des villes, connait un développement important.

Ces parkings sont de plus en plus profonds et sont dans la plupart des cas baignés par une nappe phréatique.

Le choix offert à l'ingénieur de réaliser un radier étanche ou un radier drainant est souvent rendu difficile par les faibles descentes de charge apportées par ce type d'ouvrage.

Dans le cadre de la construction d'un parking souterrain de quatre niveaux sur la commune de la Valette du Var (83), s'est posé, au stade de la conception, le problème de la maîtrise des eaux d'infiltration en fond de fouille.

Compte tenu des faibles descentes de charge, la solution de drainer sous le niveau bas s'est imposée. Les débits prévisibles étant très importants (supérieurs à 80 m^3/h), un traitement préalable par injection de coulis de ciment était indispensable pour satisfaire aux exigences environnementales.

Dans ce qui suit sont présentés les aspects techniques et contractuels qui ont permis la gestion du projet au stade de l'étude et pendant la phase exécution.

2. Présentation du projet

Il s'agit d'un parking enterré de 408 places sur 4 niveaux de sous-sol. Ce parking est réalisé à l'abri d'une paroi moulée. En surface il est prévu l'aménagement d'une place publique. Le Maître d'Ouvrage est la Ville de La Valette du Var représentée par la SEMEXVAL.

La Maîtrise d'œuvre est assurée par le groupement des sociétés ARCADIS (mandataire), Atelier du Prado (Architecte) et AUXITEC Bâtiment.

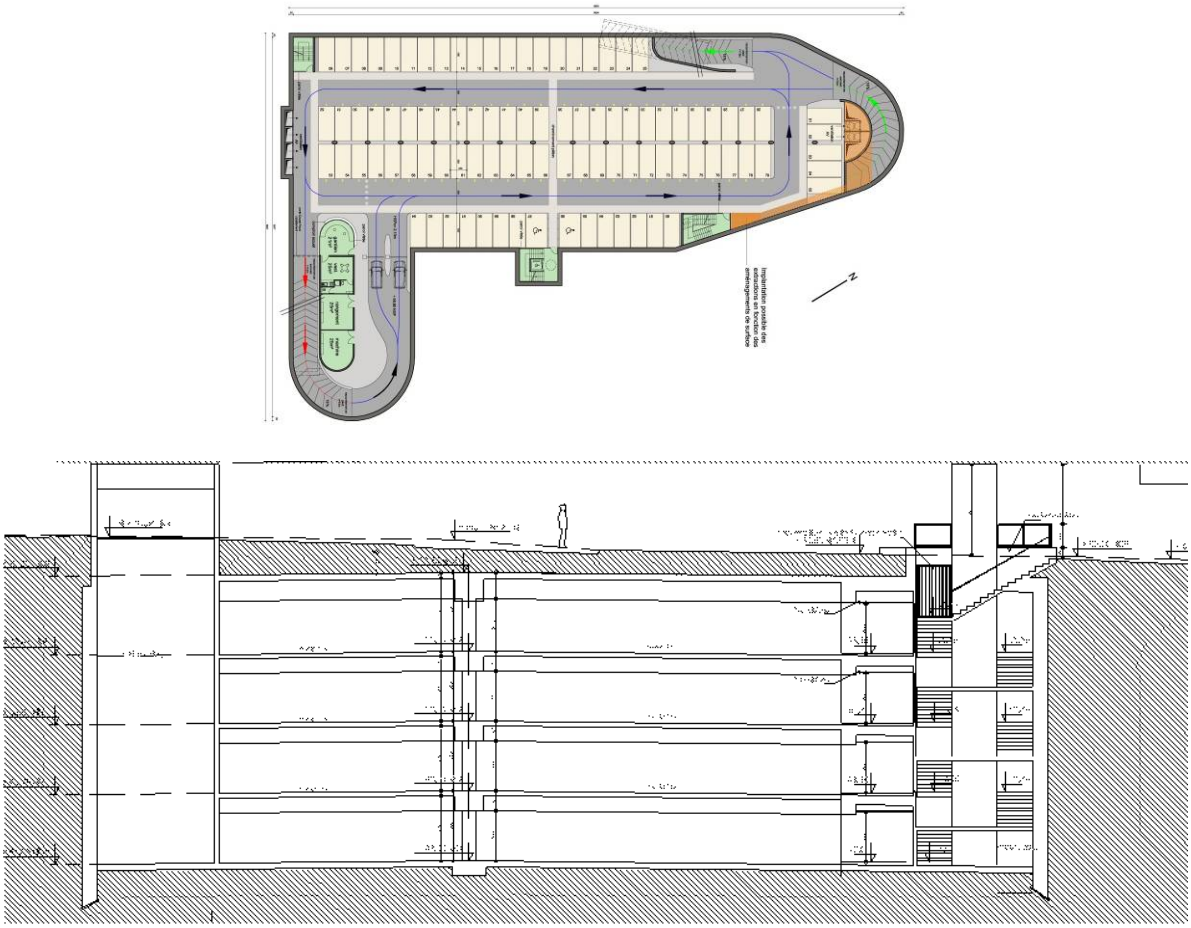


Figure 1 Vues en plan et en coupe

3. Contexte géotechnique

Les sondages réalisés ont mis en évidence la présence successive des formations suivantes :

- Remblais de faible épaisseur
- Alluvions et formations meubles d'altération du substratum sous-jacent
- Pélites plus ou moins altérées, pélites gréseuses et grès. Ces terrains appartiennent au substratum du Permien.

Les essais de perméabilité réalisés dans le substratum permien ont donné des valeurs comprises entre $\mathbf{10^{-5}}$ et $\mathbf{5.10^{-5}}$ m/s. Localement une valeur de $\mathbf{10^{-4}}$ m/s a été observée.

Compte tenu des valeurs ci-dessus il a été demandé la réalisation d'un essai de pompage avec une partie crépinée entre 8 et 23 m de profondeur.

Les différentes interprétations de cet essai (régime permanent, régime transitoire, piézomètres) ont donné des perméabilités comprises entre **5.10^{-5}** et **2.10^{-4}** m/s.

L'hétérogénéité des valeurs mesurées ainsi que la nature des terrains mettaient en évidence une perméabilité de fissures au sein des grès et marnes raides du Permien.

4. Prévision des débits de drainage

Les débits de drainage en fond de fouille ont été estimés par la méthode de Davidenkoff[1] qui prend en compte la présence de la paroi moulée mais qui suppose un milieu isotrope.

Pour une perméabilité de **2.10^{-5} m/s** on obtient un débit de drainage en fond de fouille de **55 m^3/h**. Ce débit de **55 m^3/h** constituait un seuil à ne pas dépasser. Ce seuil a été imposé par les services de la DDAF. Cette limite est inférieure à la valeur imposée par la loi sur l'eau nécessitant une autorisation des services concernés (80 m3/h). Néanmoins, le Maître d'Ouvrage et la Maîtrise d'œuvre ont entièrement adhéré à la demande de la DDAF par souci de limiter au maximum l'impact de l'ouvrage sur les eaux souterraines.

Compte tenu des valeurs de perméabilité mesurées lors des campagnes de reconnaissances il n'était pas possible de garantir le débit imposé sans prendre des dispositions supplémentaires.

5. Phasage des traitements et prise en compte dans le marché

Compte-tenu du fait que les perméabilités pouvaient s'avérer localement élevées (présence de fissures ou de fractures) ou au contraire très faibles sans que l'on puisse au stade de l'étude statuer sur la répartition de ces perméabilités, il est apparu nécessaire de prévoir un phasage permettant d'éviter une généralisation des traitements, généralisation forcément antiéconomique.

Il a donc été prévu le phasage et les dispositions contractuelles suivantes :

- Réalisation de la paroi moulée en périphérie de l'ouvrage. Ces travaux ont été contractualisés en tranche ferme.
- Injection en pied de la paroi moulée. Ces travaux ont été contractualisés en tranche conditionnelle (tranche conditionnelle 1).
- Réalisation de puits de pompage à l'intérieur de l'enceinte délimitée par la paroi moulée et les injections périphériques.
- Injection des terrains depuis la surface sous le futur fond de fouille.

Ce phasage permettait de déclencher chaque phase après l'autre en fonction des résultats des observations et mesures réalisées lors de la phase précédente.

Lors de l'exécution et suite aux discussions avec les services de la DDAF et des prévisions de débit de pompage, il a été décidé de déclencher les injections sous la paroi moulée immédiatement après la réalisation de cette paroi.

Les travaux de mise en œuvre de la paroi moulée et des injections ont été réalisés par l'Entreprise BOTTE FONDATIONS.

6. Injections sous le pied de la paroi moulée (jupe d'étanchéité)

Les forages sous le pied de la paroi moulée ont été réalisés à partir de réservations 102/114 dans la paroi.

- Espacement : 1,5 m
- Epaisseur de traitement : 5 m sous le pied de paroi
- Injection dans des tubes à manchettes par passes remontantes de 33 cm.
- Composition du coulis de ciment :

Pour 1 m^3 : C/E de 0,4

- Ciment CLK CEM III/C 32,5 PM ES	:	350 kg
- Bentonite CV15	:	30 kg
- Eau	:	860 litres
- Densité	:	1,24 +/- 2 %
- Viscosité	:	de 32 à 38 s Marsch (buse de 4,75 mm)
- Ressuage	:	< à 3% (2 heures)

Les critères d'injection sont présentés dans le tableau 1

Tableau 1 Critères d'injection

	Pression de sécurité	Pression à atteindre	Débit moyen	Volume maximum par manchette
PHASE 1	30 bars	15 bars	600 à 800 l/h	70 litres
PHASE 2	30 bars	10 bars	600 à 800 l/h	70 litres

Les phases 1 et 2 correspondent au premier et deuxième passage dans le même forage.

Les injections de la jupe étanche ont été réalisées sur toute la périphérie de l'ouvrage.

7. Essais de pompage dans l'enceinte de l'ouvrage

Les essais de pompage ont été réalisés après la fin des injections sous la paroi moulée (jupe étanche). Cette campagne d'essai de pompage était prévue dans le marché en tranche ferme.

L'objet de ces essais était de déterminer les perméabilités en différents points de l'ouvrage après la réalisation de la paroi moulée et des injections périphériques.

Cinq (5) puits d'essai de pompage ont été réalisés.

Huit (8) piézomètres de contrôle ont été mis en place (quatre intérieurs et quatre extérieurs).

Les essais de pompage ont été effectués suivant la norme NF P 94-130.

Sur les cinq essais, trois ont donné des perméabilités aux alentours de **2.10^{-5} m/s**. Il s'agit des puits **P2**, **P7** et **P8** (voir plan de la figure 2).

Le puits **P6** a donné par contre une perméabilité de **$1,5.10^{-4}$ m/s**. Cette valeur est élevée compte-tenu des débits recherchés.

Le puits **P3** a donné une perméabilité de **2.10^{-6} m/s.**

Ces essais de perméabilité ont confirmé le fait qu'il s'agit bien de perméabilités de fissures pouvant être très élevées par endroits.

Les valeurs mesurées montrent que les perméabilités varient autour de la valeur moyenne de **2.10^{-5} m/s** donnant un débit acceptable de **55 m^3/h.**

Néanmoins ces données ont paru peu satisfaisantes pour garantir les débits demandés.

Il a été donc décidé de déclencher la tranche conditionnelle concernant les injections au niveau du futur dallage.

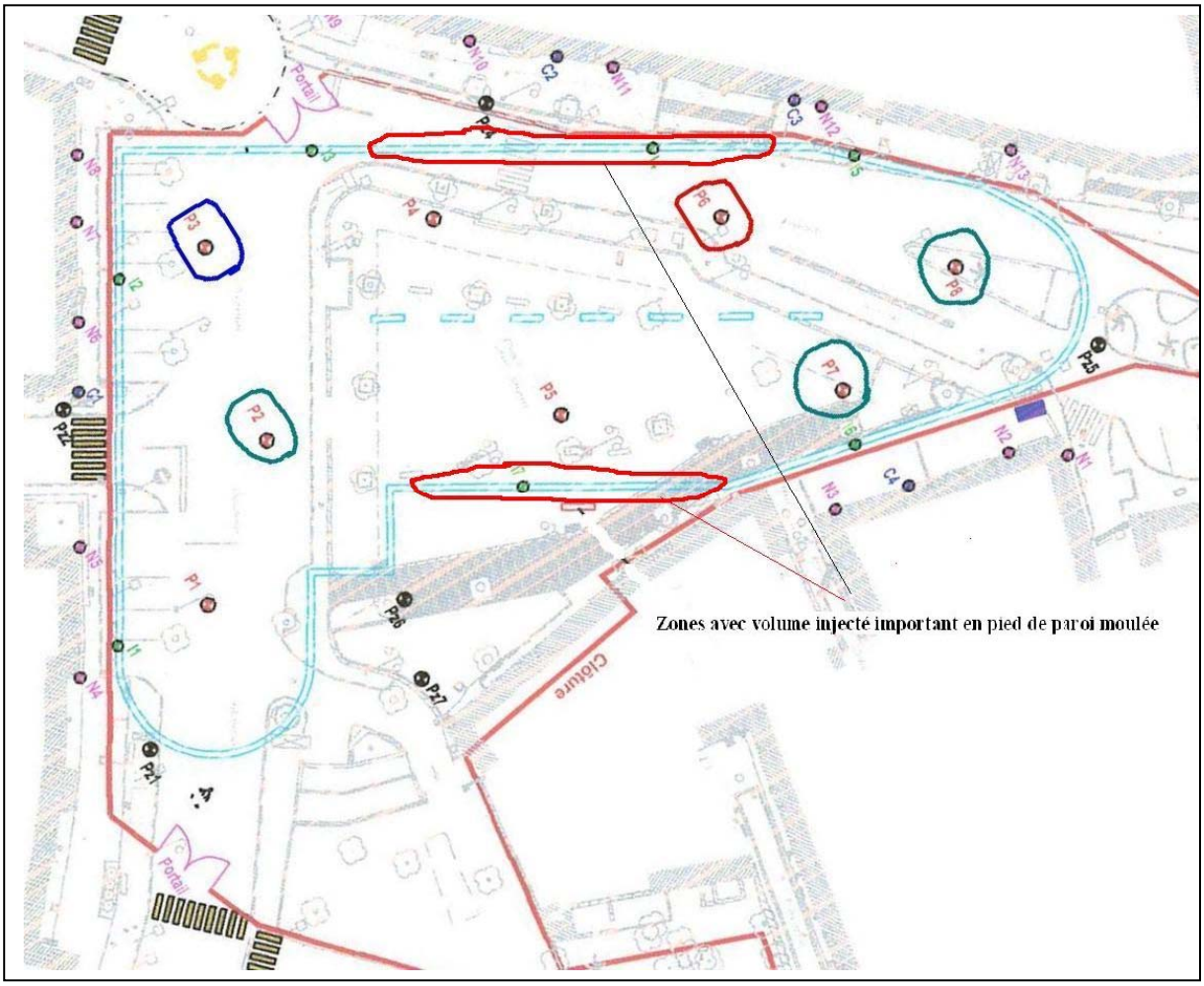


Figure 2 – implantation des puits et des injections importantes sous la paroi

8. Injection des terrains en fond de fouille

Les informations obtenues suite aux injections en pied de paroi moulée (jupe) et des essais de pompage ont été utilisées pour définir ces injections en fond de fouille.

Sur la figure 2 sont indiquées les zones qui ont absorbé des volumes de coulis importants en pied de paroi. Sont également implantés les puits de pompage et notamment le puits P6 qui a donné les plus fortes perméabilités.

Compte tenu de ces éléments il s'est avéré évident que les injections en fond de fouille devraient être limitées à une partie de l'emprise de l'ouvrage.

Les injections ont été démarrées dans la zone située au milieu de l'ouvrage.

Il a été décidé également de réaliser ces injections suivant un maillage qui va de la maille primaire à la maille tertiaire suivant les volumes et les pressions enregistrées. La maille primaire était de 5m x 5m.

Une procédure de suivi en temps réel a été mise en œuvre en collaboration avec l'Entreprise.

Ainsi en fonction des observations il a été possible de définir l'implantation des nouveaux forages primaires et de déclencher les forages secondaires voire tertiaires.

Pour les forages secondaires et tertiaires leur réalisation était conditionnée par les volumes injectés dans les forages voisins.

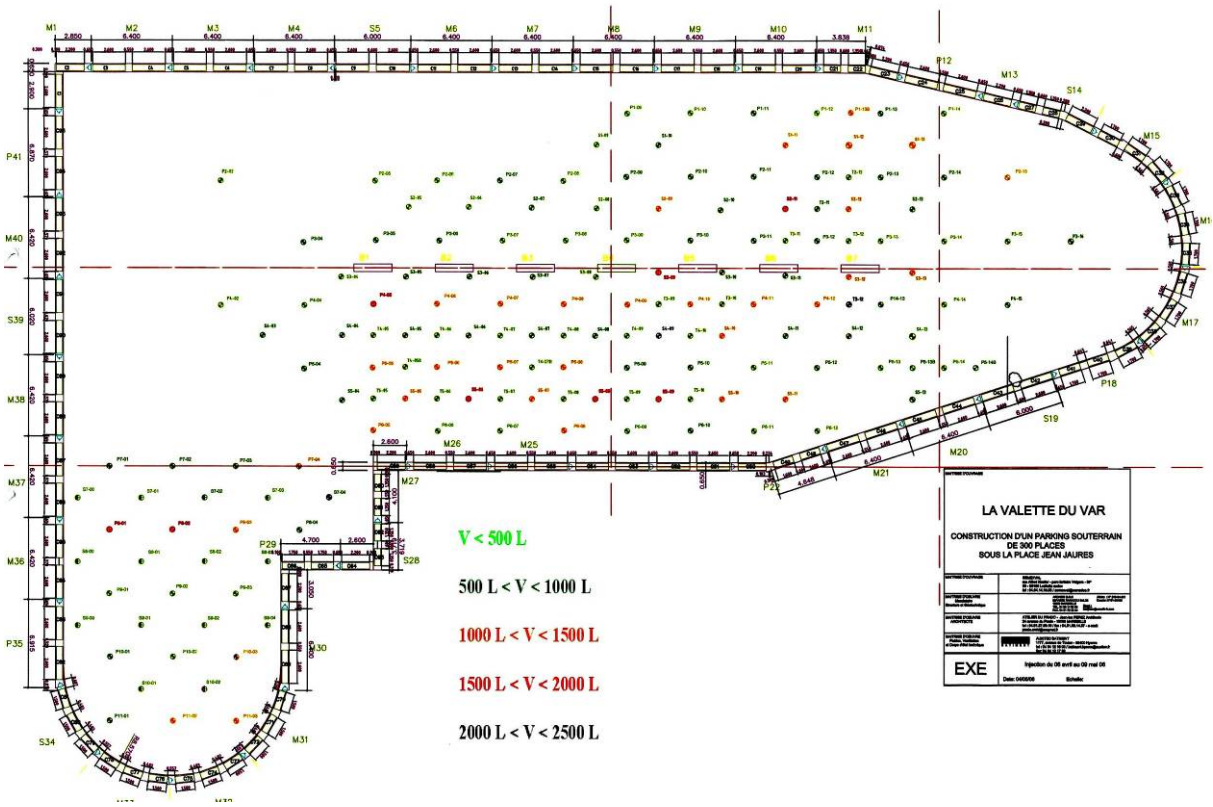


Figure 3 Implantation des forages

Sur la figure 3 sont implantés les forages d'injection, colorés suivant les volumes injectés dans chaque forage.

Lors des terrassements il a été possible de visualiser sur des échantillons de Pélites gréseuses le colmatage des fissures par les injections (figure 4).

Haut

Bas

Figure 4 Colmatage de fissure par injection

Les mesures de débit d'exhaure en fin de travaux de génie civil donnent un débit inférieur à **10 m^3/h**, valeur nettement inférieure à la valeur recherchée.

9. Conclusion

L'approche technique et contractuelle qui a été mise en place a permis de gérer d'une façon très satisfaisante les différents aspects du chantier et d'optimiser les travaux d'injection.

La mise en œuvre des tranches conditionnelles dans le marché et leur déclenchement en fonction des observations des phases précédentes est parfaitement dans l'esprit de la méthode observationnelle.

Ceci a été possible grâce à la coopération des différents intervenants et notamment de la SEMEXVAL représentant le Maître d'Ouvrage qui a accepté d'introduire ces adaptations dans le marché et le groupement d'Entreprises CAMPENON Bernard - BOTTE Fondations qui a respecté le marché et adhéré à cette approche.

10. Référence

Cassan M. (1986) Aide Mémoire d'Hydraulique Souterraine. Presses Ponts et Chaussées

CARACTERISATION MORPHOLOGIQUE TRIDIMENSIONNELLE DE LA SURFACE D'UN BLOC DE GRANITE

Three-dimensional morphological characterization of the surface of a block of granite

Baptiste ROUSSEAU[(1)(2)], Antoine MARACHE [(1)], Joëlle RISS[(1)], Gérard BALLIVY[(2)], Clermont GRAVEL[(2)], Patrice RIVARD[(2)].
[(1)] Université Bordeaux1 - GHyMaC - Avenue des Facultés, 33405 Talence Cedex.
[(2)] Université de Sherbrooke - Laboratoire de Mécanique des Roches - 2500 Boulevard de l'Université, J1K2P6 Sherbrooke, Québec, Canada.

RÉSUMÉ – L'étude de la rugosité est un préalable essentiel à la compréhension du comportement mécanique en cisaillement d'une interface roche-béton. Cet article présente la caractérisation de la rugosité de la surface d'un bloc de granite par des outils géostatistiques avant que du béton n'y soit coulé pour réaliser *in fine* des essais de cisaillement.

ABSTRACT – The study of roughness is an important step prior to the understanding of resistance to shear behaviour of rock-concrete interfaces. This paper deal with the geostatistical characterization of surface roughness of granite prior to its coverage with concrete and to the shear test of interfaces.

1 Introduction

La compréhension du comportement en cisaillement du contact roche-béton des barrages poids québécois est une question d'actualité car, depuis maintenant quelques années, les normes en matière de sécurité ont évolué, contraignant les exploitants à revoir la sécurité de leurs ouvrages. On peut considérer que la cohésion et la résistance au cisaillement de l'interface roche-béton ne sont pas uniformes sous un barrage et dépendent de la taille de l'interface pris en compte pour leur estimation ou leur mesure (effet d'échelle). De plus, le comportement mécanique d'un joint est aussi fortement dépendant de la morphologie de ses épontes (Power et Durham, 1997 ; Gentier, 1986). Nous nous proposons donc d'étudier la morphologie de la surface d'un bloc de granite à texture grenue semblable à celle de beaucoup de granite constituant le soubassement de barrages québécois. Le but de l'étude présentée ici est de caractériser la rugosité de surface de ce bloc par une étude géostatistique (Chilès et Delfiner, 1999), préalablement à des essais de cisaillement de l'interface roche-béton, après que du béton y ait été coulé ; cette étape permettra de reproduire à l'échelle du laboratoire, un contact roche-béton d'un barrage poids en béton. Nous profiterons de cette étude pour mettre l'accent sur certaines difficultés rencontrées lors de l'analyse de fichiers de données volumineux. Par la suite, les résultats issus de cet article serviront à déterminer un plan de carottage du bloc qui aura été recouvert d'une couche de béton, en vue de la réalisation d'essais de cisaillement des contacts roche-béton ainsi obtenus.

2 Etude préliminaire des données

Cette première partie est destinée à la présentation des données dont nous disposons, ainsi qu'aux difficultés rencontrées lorsque le volume de données enregistrées devient trop important.

2.1 Description du bloc

Le granite rose de Sainte Marguerite (Québec, Canada) a été choisi en raison de ses caractéristiques granulométriques et structurales ; en effet, la texture ainsi que la composition minéralogique de ce granite sont semblables à celles de bien des granites constituant le soubassement de nombreux barrages au Québec. Il présente une structure équante à texture grenue et contient du quartz, des feldspaths de type orthose et, en plus faible quantité, de la biotite.

L'échantillon étudié, destiné aux essais mécaniques ultérieurs, provient d'une fracture naturelle préexistante au sein d'un bloc, cette dernière étant parallèle à un des côtés du bloc. Il s'en est détaché suite à des cycles de gel-dégel. La surface du parallélépipède détaché est de forme trapézoïdale avec une grande base de 60 cm une petite base de 40 cm et une hauteur de 40 cm. L'aire de la surface est de 0,2 m² (Figure 1). La base du parallélépipède est prise comme plan (x ; y) de référence, l'axe des hauteurs z étant pris perpendiculairement à ce plan (Figure 1).

2.2 Données initiales

La surface du bloc a été entièrement numérisée, en une seule phase, au moyen d'un profilomètre laser manuel dont la résolution latérale est de 100 µm, la résolution verticale étant égale à 16 µm. L'appareillage utilisé est un Zéphyr 25© de marque Kréon© (Figure 2). Un fichier de coordonnées {x, y, z} de 20.10^6 points d'une taille de plus de 500 Mo résulte du balayage manuel de la surface ce qui correspond à une densité moyenne de 100 points numérisés par mm². La Figure 1 montre une image de la surface tel qu'elle a été numérisée.

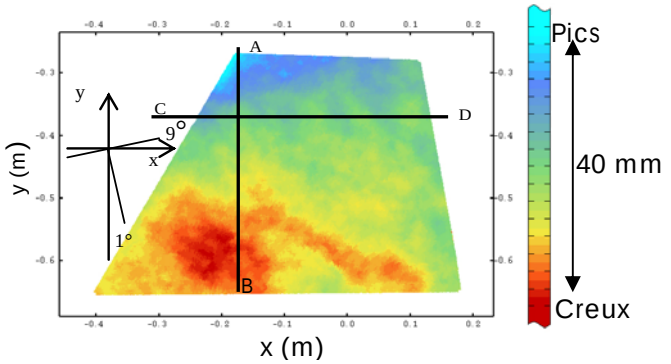


Figure 1 : Représentation en fausses couleurs des hauteurs z (mm) de la surface du bloc

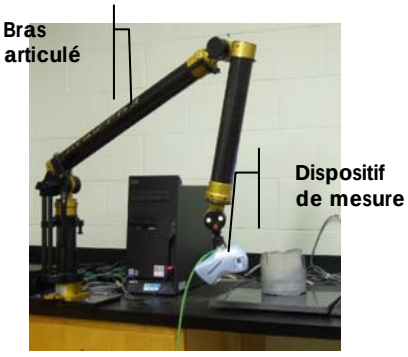


Figure 2 : Dispositif laser Kréon Z25©

Le système Zéphyr 25© monté sur un bras articulé (Figure 2), présente l'avantage de permettre le relevé de nature topographique, aussi bien dans un laboratoire que *in situ*, et ce, dans des positions variées : zones en pente, surplombs rocheux. Cependant, la réalisation du relevé est manuelle : l'opérateur déplace le système au dessus de la surface ; les densités de points obtenues ne sont donc pas régulières et dépendent de l'opérateur. La facilité d'utilisation en quelque situation que ce soit

de ce matériel s'accompagne donc de la nécessité d'un prétraitement des données initiales. Un des premiers traitements à réaliser a donc pour objectif l'obtention, à partir des relevés initiaux, d'un semis de point dont la densité doit être régulière sur l'ensemble de la surface digitalisée. Pour cela, un rééchantillonnage s'impose.

3 Rééchantillonnage des données

3.1 Méthode utilisée

Le rééchantillonnage consiste en l'attribution d'une élévation au centre des mailles d'une grille hexagonale placée de façon aléatoire sur la surface du bloc ; une maille hexagonale a été choisie parce qu'elle est la forme la plus isotrope permettant un pavage isométrique du plan. Sept échantillons devraient ainsi être constitués : un échantillon « initial », composé de l'intégralité des points de mesure, les autres étant formés sur la base d'une grille dont la taille de la maille donnée par le rayon r des cercles inscrits aux hexagones est de 0,05 mm pour le premier (soit un pas entre deux points consécutifs de 0,1 mm correspondant à la résolution latérale du dispositif) et varie de 0,1 à 0,5 mm par incrément de 0,1 mm pour les suivants. Le pavage étant réalisé, la moyenne (et/ou la médiane) des hauteurs des points situés à l'intérieur de chacun des hexagones sera, calculée, et attachée à son centre.

L'analyse de la distribution des hauteurs par hexagone et entre hexagones doit permettre de déterminer la valeur optimale du rayon r qui sera finalement retenue pour la suite de l'étude. Cette valeur doit, d'une part permettre l'obtention d'un modèle numérique de la surface le plus fidèle possible et, d'autre part, ne pas entraîner de temps de calcul trop longs.

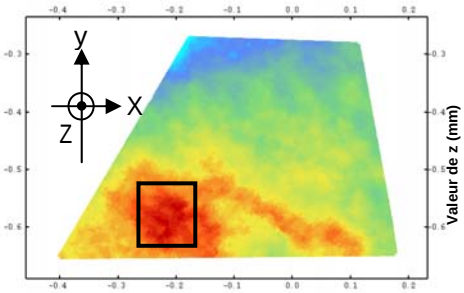


Figure 3 : Position du carré de 100 cm² au sein du bloc

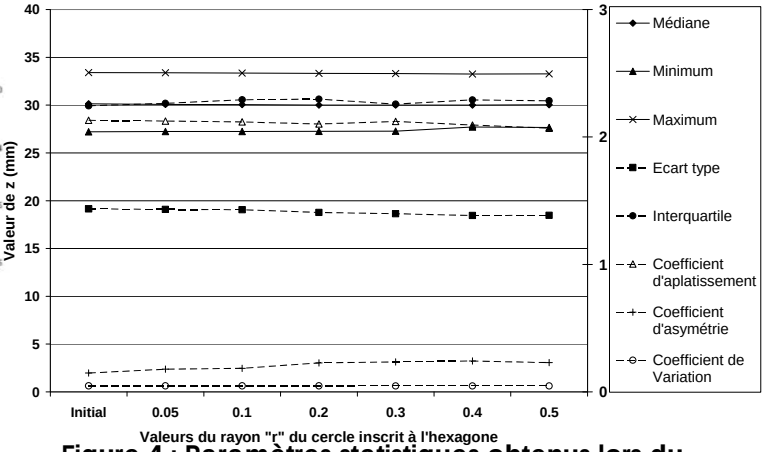


Figure 4 : Paramètres statistiques obtenus lors du rééchantillonnage du sous-bloc (l'échelle de gauche concerne les données reliées en traits pleins et l'échelle de droite, celles reliées en pointillés).

Le pavage de la totalité de la surface du bloc par des hexagones est un processus coûteux, non seulement en temps mais aussi en puissance de calcul. Nous avons donc décidé, dans l'immédiat, de travailler en nous limitant à un sous domaine de la surface du bloc ; ce sous domaine de forme carrée a une surface de 100 cm² compatible avec des échantillons de 10 cm de diamètre communément utilisés dans des essais de cisaillement (Flamand, 2000) et il a été choisi de façon arbitraire mais sans a priori (Figure 3). L'objectif poursuivi est, on le rappelle, de déterminer le rayon optimal des cercles inscrits aux hexagones qui sera utilisé par la suite. Le pas de rééchantillonnage représente alors la distance entre deux centres de cercle, c'est-à-dire deux fois le rayon r.

L'ensemble des altitudes moyennes par hexagone obtenu pour une taille d'hexagone donnée constitue un échantillon de l'ensemble des altitudes connues du sous bloc. Nous disposons donc, à ce stade de l'étude, de sept échantillons. Le calcul des paramètres résumant une série statistique (médiane, minimum, maximum, coefficients d'aplatissement et d'asymétrie, écart type…) a été réalisé pour chacun des sept échantillons (Figure 4).

Tableau I : Correspondance entre valeur du rayon "r" et densité de points

Valeur de r (mm)	Initial	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
Densité (points/mm²)	95	77	19	5	2	1,2	0,8

Nous pouvons observer sur la Figure 4 que certains paramètres varient, et en particulier, les coefficients d'asymétrie et d'aplatissement : ceci indique une perturbation de la symétrie et de la forme des fonctions de distributions des hauteurs moyennes. Un échantillonnage par un hexagone trop grand tend à ce que la distribution originale ne soit pas respectée. Un rayon r compris entre 0,1 et 0,2 mm apparaîtrait, à ce stade optimal ; il correspond à une densité de point compris entre 19 et 5 points par millimètre carré (Tableau I) soit un nombre total de points compris entre 4.10^6 et 10^6.

Le granite de Sainte Marguerite présente une texture grenue avec des grains de taille millimétrique, l'information concernant la texture ne peut être conservée que si le pas utilisé est au moins inférieur à 1 mm, valeur correspondant à la taille moyenne des grains. L'un des enjeux principaux de la suite de ce travail est, comme on le rappelait ci-dessus, de mettre en relation le comportement mécanique d'un contact béton-roche avec sa morphologie de surface. Lors d'un cisaillement de fracture rocheuse, le pic de contrainte tangentielle a lieu en général aux environs du premier millimètre de déplacement tangentiel (Grasselli et Egger, 2002), le pas devrait donc, en supposant que le comportement mécanique d'un contact roche-béton est comparable à celui d'un contact roche-roche, être inférieur à 1 mm afin de permettre les modélisations du comportement mécanique ultérieures. De plus le pas de 0,5 mm est classiquement utilisé en mécanique des roches pour caractériser des surfaces (Flamand, 2000 ; Gentier, 1986 ; Buzzi *et al.*, 2007). En conséquence, tenant compte de ces dernières raisons et de la nécessité de ne pas avoir des fichiers de données trop important, il a donc été décidé, en première approche, de respecter le pas d'échantillonnage classique (0,5 mm) ce qui correspond à un pavage par des hexagones pour lesquels r=0,25 mm.

A l'issue de l'étude du sous-bloc, le choix d'un pas égal à 0,5 mm apparaît donc cohérent avec l'objectif poursuivi. L'obtention des moyennes (et/ou médiane) au centre des hexagones est en cours pour la totalité de la surface du bloc, cependant un échantillonnage simplifié respectant ce pas est proposé pour la suite des calculs. Ce nouvel échantillonnage est fondé sur une méthode de suppression de doublons de points d'une surface du logiciel Isatis® : le logiciel ne garde que le point qui a la plus petite abscisse à l'intérieur d'un cercle de rayon donné par l'utilisateur (0,25 mm pour le bloc), dont le centre est déplacé de point en point dans l'ordre de leur apparition dans le fichier de coordonnées {x, y, z}. Le logiciel ne passe pas deux fois au même point et il ignore les « doublons » dans la suite du traitement.

4 Résultats obtenus, caractérisation du bloc

4.1 Représentation du bloc

La caractérisation du bloc est dès lors plus aisée, les temps de calculs devenant plus courts, car le fichier utilisé a été réduit à 460 000 coordonnées {x, y, z} au lieu des 20.10^6 initiales.

L'estimation de la surface du bloc, calculée par régression linéaire des hauteurs z en fonction de x et y, a un azimut de 9° dans le sens trigonométrique et un pendage de 1° dans la direction des y décroissants (Figure 1). Dans l'objectif de la réalisation d'essais mécaniques de cisaillement sur des interfaces issues de ce bloc et constituées à partir de la surface du bloc sur laquelle du béton aura été coulé, il est à priori prévu de carotter le bloc avec un diamètre d'outil de 150 mm. Différents cas de figures peuvent alors se présenter lors du prélèvement des échantillons :

- L'échantillon peut être prélevé dans une zone présentant une grande étendue des altitudes comme par exemple le long de la ligne AB (Figure 5). Cette coupe présente aussi un second cas, celui de la présence d'un creux topographique (visible au niveau de B). Le comportement en cisaillement sera, bien sur, différent selon le sens qui sera choisi : de A vers B ou de B vers A. Les deux sens sont à prendre en considération car, dans le cas d'un prélèvement sur un barrage, l'attitude de l'interface roche-béton peut dépendre de son orientation et de son pendage propres et non du sens général de poussée.

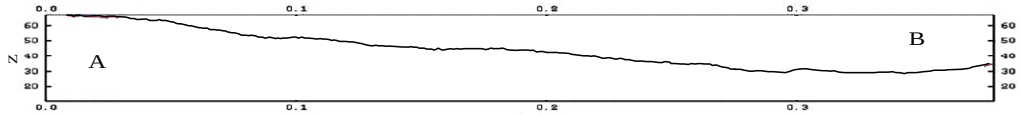


Figure 5 : Coupe réalisée au sein du bloc selon une ligne présentant une étendue des hauteurs z importante (profil de 38 cm)

- L'échantillon peut être prélevé dans une zone sans dérive apparente et présentant une faible étendue des hauteurs z (Figure 6, ligne CD). Le sens de cisaillement importera donc peu.

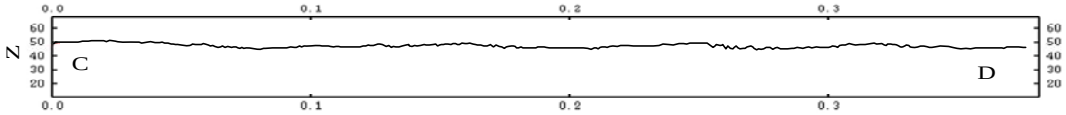


Figure 6 : Coupe réalisée au sein du bloc le long de la ligne CD (profil de 37 cm)

Il est prévisible que le comportement mécanique des discontinuités des divers échantillons lors des essais de cisaillement sera influencé par leur position et leur orientation au sein du bloc (Lopez, 2003), ainsi que par le choix de la direction et du sens de cisaillement. Les résultats des essais seront intéressants ne serait ce que par la possibilité de comparer le comportement mécanique d'échantillons issus d'un même bloc et dont les orientations respectives, lors du carottage, auront été enregistrées.

4.2 Étude de la corrélation spatiale

4.2.1 Étude de l'ensemble du bloc

L'étude variographique des hauteurs z permet de mettre en évidence les distances de corrélation spatiale et donc de comprendre la structuration spatiale globale (Chilès et Delfiner, 1999). De plus, si des structures venaient à se dégager,

elles nous aideraient à statuer sur la taille des échantillons destinés aux essais mécaniques et permettraient de vérifier si celle-ci est compatible avec la taille choisie à priori (150 mm). L'équation 1 est utilisée pour le calcul du variogramme expérimental :

$$\gamma_e(h) = \frac{1}{2N_h} \sum_{x_j - x_i \approx h} \left[z(x_j) - z(x_i) \right]^2 \quad (1)$$

où h est la distance entre deux points de mesure x_i et x_j
N le nombre de couples de points

Les variogrammes suivants ont été calculés avec une tolérance angulaire de 5°, une tolérance latérale de 1 mm, ainsi qu'une tolérance sur h de 0,25 mm.

Le variogramme des hauteurs z (mm) dans la direction x a été calculé avec un pas h variant de 0 à 0,3 m par incrément de 0,5 mm (Figure 7). Ce variogramme présente une première structure qui a une portée égale à 0,15 m. Malgré la dérive se dessinant au delà de 20 cm le variogramme n'atteint pas la variance totale des hauteurs z (trait pointillé sur la Figure 7) ; ceci, outre le fait que le variogramme soit directionnel, est le signe probable de la présence d'une structure de plus grande taille qui ne peut être intégralement prise en compte par ce variogramme.

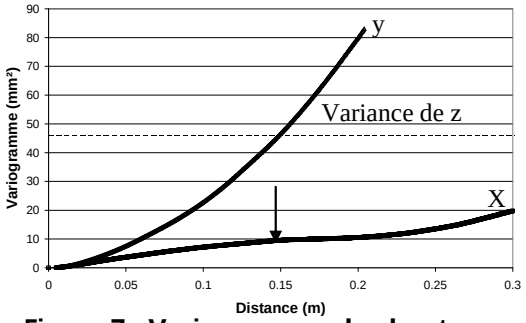


Figure 7 : Variogramme des hauteurs, pour un pas h multiple de 0,5 mm, dans les directions x et y

Le variogramme des hauteurs dans la direction orthogonale (Figure 7) a été réalisé avec le même pas sur une distance de 0,2 m. Il présente un comportement quasi parabolique, signe de la non stationnarité du phénomène étudié. Cela traduit la présence d'une dérive linéaire dans cette direction qui masque d'éventuelles structures, elle est à associer à l'attitude de l'estimation de la surface du bloc (paragraphe 4.1).

Les variogrammes réalisés sur l'ensemble de la surface du bloc nous permettent d'avoir une caractérisation globale de sa surface. Afin d'avoir une idée plus précise de la structuration de cette dernière, il a été décidé de prendre sur la surface du bloc cinq carrés de 130 mm de côté (aire égale à celle d'un carottage de 150 mm de diamètre) et de chercher si des structures pouvaient être mises en évidence en leur sein. Ces carrés ont été choisis dans des régions présentant une topographie particulière (zones en creux, quasi planes ou ayant une forte dérive).

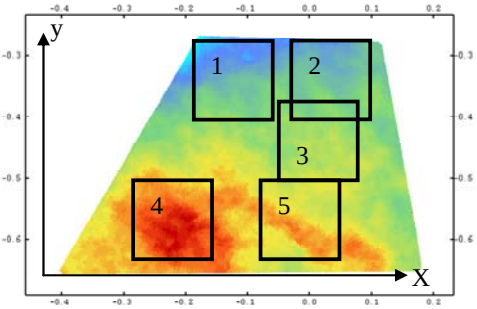


Figure 8 : Position des carrés

4.2.2 Étude de régions particulières

Le choix de leur emplacement (Figure 8) a été dicté par le souhait de prendre en compte les principaux cas qui pouvaient se rencontrer lors du carottage des échantillons destinés aux essais mécaniques.

Le carré 1 présente une dérive de l'ordre de 12 mm dans le sens des y décroissants, le carré 2 est dans une zone où la dérive est moins marquée, le carré 3 présente une topographie relativement plane. Les carrés 4 et 5 sont respectivement sur une zone en creux (cuvette topographique), et une zone présentant une vallée (sillon).

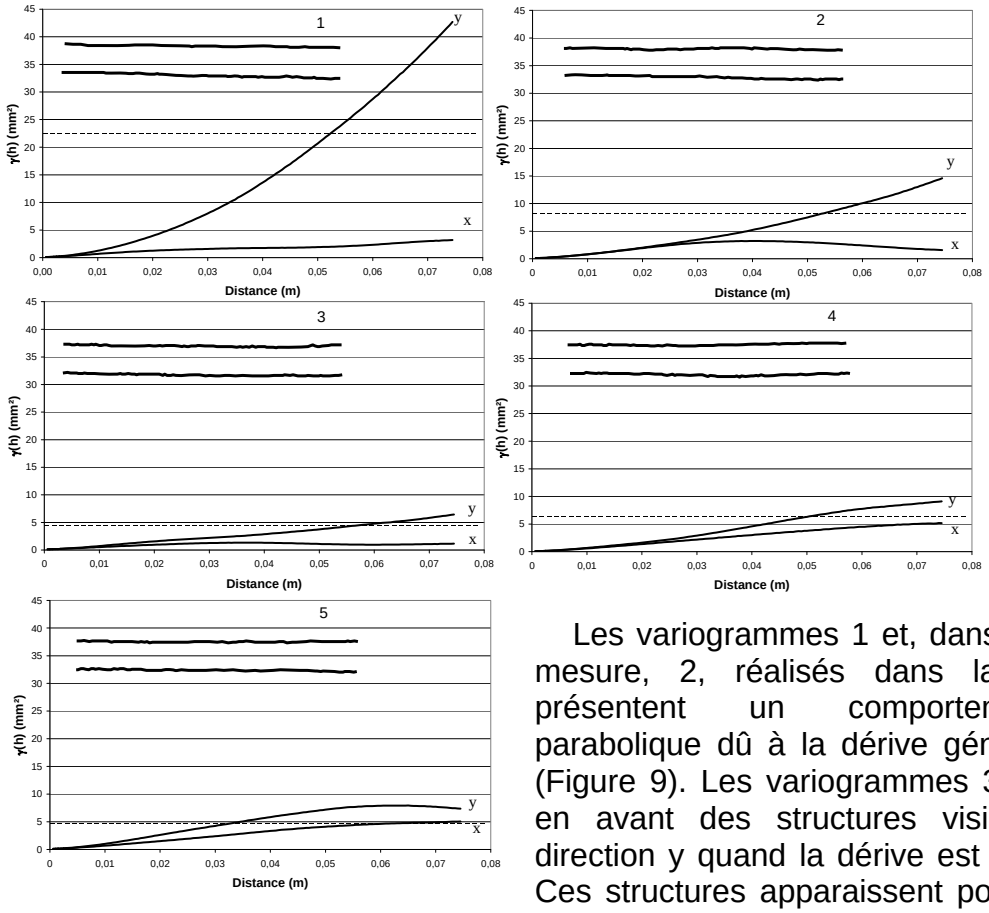


Figure 9 : Variogrammes des hauteurs dans les directions x et y pour les carrés 1 à 5.

Les variogrammes 1 et, dans une moindre mesure, 2, réalisés dans la direction y présentent un comportement quasi parabolique dû à la dérive générale du bloc (Figure 9). Les variogrammes 3 et 4 mettent en avant des structures visibles dans la direction y quand la dérive est peu présente. Ces structures apparaissent pour une portée de 0,02 m pour le variogramme 3 et de 0,06 m pour le 4. Enfin, dans la direction y, le variogramme 5 montre clairement la présence d'une structure pour une portée de 0,06 m. Les variogrammes dans la direction y permettent donc la mise en évidence, dans une première hypothèse, de trois structures, ou dans une seconde hypothèse, d'une même structure (les longueurs caractéristiques sont des multiples de 0,02 mm) recoupée plusieurs fois.

Dans la direction x, les variogrammes 1, 2 et 3 présentent une structure visible pour une portée de 0,04 m environ. Les variogrammes 4 et 5 atteignent un palier égal à la variance des hauteurs z du carré considéré (droite en pointillés sur la Figure 9).

Les structures identifiées précédemment pourraient avoir une influence sur le comportement mécanique en cisaillement de l'interface roche-béton. Elles traduisent la présence d'aspérités dont la forme, le nombre et l'angle d'attaque lors du cisaillement pourraient conditionner la résistance et la dilatance au pic (Archambault *et al.*, 1996).

5 Conclusion

L'analyse géostatistique des hauteurs de la surface du bloc a permis de mettre en évidence la présence d'une structure principale ayant une longueur de corrélation de

0,15 m à mettre en relation avec la taille du bloc (0,2 m²). Plusieurs structures de plus petite taille, de longueurs de corrélation comprises entre 0,02 et 0,06 m ont aussi pu être observées. Ces structures auront une influence sur le comportement mécanique des interfaces roche-béton : les carottes faisant 0,15 m de diamètre, elles pourront recouper tout ou partie de ces structures.

La caractérisation morphologique de ces structures par le biais de paramètres de rugosité (paramètres classiques RL, Z_2, Z_3, Z_4, distribution des colatitudes bidimensionnelles et tridimensionnelles ; Marache, 2002) est un préalable au choix final du schéma de carottage. Ces paramètres seront calculés après l'échantillonnage de la totalité de la surface : pavage par des hexagones dont le rayon du cercle inscrit optimal a été identifié au paragraphe 3. La difficulté que nous avons rencontrée pour l'obtention des résultats nécessaires à la caractérisation complète de la surface était due au mode d'échantillonnage (facile d'utilisation, excellente résolution mais redondance d'information) qui engendre des fichiers de très grande taille, les calculs sont donc actuellement en cours. Ils permettront d'infirmer ou de confirmer les premières conclusions exposées dans cet article.

Dans l'optique de l'étude du comportement mécanique de grandes surfaces de discontinuités, une alternative se présente pour l'échantillonnage, soit il sera orienté vers le respect de structures typiques du granite, soit il sera conçu pour obtenir le plus grand nombre d'interfaces possible. Dans un cas comme dans l'autre le choix de la direction et du sens de cisaillement sera déterminant pour une connaissance la plus exhaustive possible du comportement mécanique d'un joint roche-béton de grande taille.

6 Bibliographie

Archambault G., Flamand R., Gentier S., Riss J. et Sirieix C. (1996) - Joint shear behavior revised on the basis of morphology 3D modelling and shear displacement - *NARMS 96*, pp1223-1229.

Buzzi O., Hans J., Boulon M., Deleruyelle F., Besnus F. (2007) – Hydromechanical study of rock-mortar interfaces. Physics and Chemistry of Earth, 32 pp 820-831

Chilès J.P., Delfiner P. (1999) - Geostatistics, Modelling spatail uncertainty.Wiley Series in Probability. John Wley and Sons, Inc. New York., p 695.

Flamand R. (2000) Validation d'une loi de comportement mécanique pour les fractures rocheuses en cisaillement. PhD de l'Université du Québec à Chicoutimi, Spécialité Ressources minérales, 470 pages.

Gentier S. (1986) Morphologie et comportement hydromécanique d.une fracture naturelle dans le granite sous contrainte normale. Etude expérimentale et théorique. Thèse de l'Université d'Orléans. Spécialité Mécanique des Roches, 2 vol., 637 pages.

Grasselli G., Egger P (2002) Constitutive law for the shear strength of rock joints based on three-dimensional surface parameters. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 40 pp.25-40

Lopez Ph., Riss J., Archambault G. (2003) An experimental method to link morphological properties of rock fracture surfaces to their mechanical properties. International journal of rock mechanics and mining sciences, vol. 40 (6), pp.947-954.

Marache A. (2002) - Comportement mécanique d'une fracture rocheuse sous contraintes normale et tangentielle – Thèse de l'École Centrale Paris, 362p.

Power W.L. & Durham W.B. (1997) Topography of natural and artificial fractures in granitic rocks: implications for studies of rock friction and fluid migration. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 34 (6), pp.979-989.

DEFORMATION LENTE DES TERRAINS DE COUVERTURE - ETUDE DE CAS

SLOW COVER DEFORMATION - CASE STUDY

Georges Henri DUCREUX[1], Anna-Belle MARAND[1]
1. SOL CONCEPT - ZA Les Blaches Gombert - 04160 Château-Arnoux

RÉSUMÉ – La maison de M. G située sur un versant en pente est affectée par une fissuration lente mais continue, à laquelle deux générations de micropieux n'ont pas mis de terme. Elle est construite sur un biseau de terrains argileux, siège de circulations d'eau variables. A la lumière de nouveaux sondages plus largement répartis sur le site, la déformation lente des terrains d'assise semble être à l'origine du sinistre. Dans ce contexte, la réalisation de micropieux, non adaptée, a accentué la réaction du bâtiment aux mouvements du sol.

ABSTRACT – Mr G'house situated on a sloping hillside is affected by a slow but continuous cracking, in which two generations of micropiles did not stop the movements. It is built on a bevel of clayey soil, with a variable level of groundwater. We propose as interpretation that slow cover causes the cracks. The building destabilisation is increased by the soil action on the micropiles shafts.

1. Introduction

La maison de M. G. a été construite à Pierrevert (04) en 1974. Les premiers désordres sont apparus en 1989. Les études, investigations et expertises visant à trouver l'origine des désordres ont conduit à diagnostiquer un lien avec le retrait-gonflement des sols argileux formant son assise. La réalisation de micropieux a été proposée comme remède. Ils ont été successivement réalisés dans la seule zone fissurée, puis étendus. Ces travaux ont eu lieu de 1990 à 1996. Or la maison bouge toujours. L'hypothèse d'un glissement de terrain a alors été avancée par les protagonistes.

Nous avons été missionnés pour diagnostiquer l'origine des mouvements par tous moyens d'investigations, conclure sur l'adaptation ou non des reprises en sous-œuvres successives et proposer un mode de confortement adapté. Suite aux nombreux essais *in situ* et en laboratoire antérieurement réalisés à proximité du bâtiment (quinze sondages au pénétromètre dynamique, deux forages carottés, un forage destructif avec essais pressiométriques, quatre mises au jour de fondations, deux essais œdométriques, un essai de cisaillement, deux séries de limites d'Atterberg, quatre mesures de densité, deux valeurs de bleu et des mesures de teneur en eau), nous avons proposé de procéder à douze sondages au pénétromètre dynamique positionnés de façon à obtenir deux coupes principales du site, dépassant largement les limites de la maison et orientées dans le sens de la pente. Quelques sondages intermédiaires placés le long des façades devaient également permettre des coupes dans d'autres directions.

Nous visions à obtenir un modèle géologique en 3D du sous-sol afin de pouvoir raisonner sur les causes d'un tiraillement des structures, pré-diagnostiqué lors de la visite préalable. L'observation des fissures laissait supposer qu'il ne s'agissait pas d'un simple tassement de la zone fissurée, mais aussi de cisaillement et de traction.

2. Description du bâtiment

Il s'agit d'une maison en R+0 de forme allongée est-ouest, possédant un garage accolé côté est et une tour en R+1 côté ouest. Sa longueur est de 26 m. Sa largeur maximale est de 12 m. Elle est construite sur vide-sanitaire, à l'exception du garage, sur dallage. Les murs sont en blocs béton de 20 cm de largeur plus 10 cm d'isolation. Les fondations mises au jour ont une profondeur de 80 cm et une largeur de 40 cm. Les charges estimées sont de 6 T/ml pour la tour, de 5 T/ml pour le corps de la villa et de 4 T/ml pour le garage.

Figure 1. Vue du site depuis l'est.

3. Le site

La propriété s'intègre dans un versant incliné à 25 % vers le sud-ouest. Le bâtiment est construit sur une plate-forme naturelle, de pente 6 % vers l'est-sud-est. Cependant, à l'amont de la villa on observe une morphologie globale en couronne dont la pente des bordures est de l'ordre de 40 %. Deux talus se succèdent à l'arrière du bâtiment. A 13 / 17 m en aval, vers le sud-est, s'initie un talus de 3 à 5 m de hauteur bordant une autre propriété. L'ensemble du site est configuré comme un ancien glissement en partie vidangé, avec un bourrelet de pied. L'hypothèse d'une réactivation du glissement a donc été envisagée.

Le site étudié se trouve sur le flanc sud-est de l'anticlinal de Manosque formant la terminaison périclinale orientale du massif du Lubéron. Le substratum appartient à l'Oligocène, formation des *calcaires de Vachères*. Il est constitué de calcaires lacustres en bancs minces intercalés de marnes blanchâtres et de quelques bancs de lignites. Le pendage local est de l'ordre de 20 ° vers le sud-est. Ces terrains sont coiffés de matériaux essentiellement argileux issus de leur érosion et altération.

Il existe un puits à 11 m au sud de la villa, dont le niveau de l'eau était à -4.95 m de la surface, le 2 mai 2007. En prenant une cote de référence 100 pour l'angle nord-ouest du bâtiment, la cote du niveau piézométrique en ce point était de 93.57.

A proximité de la maison, les niveaux d'eau mesurés dans deux forages géotechniques (juillet 1995) variaient entre 96.1 et 96.34.

4. Résultats des sondages et essais

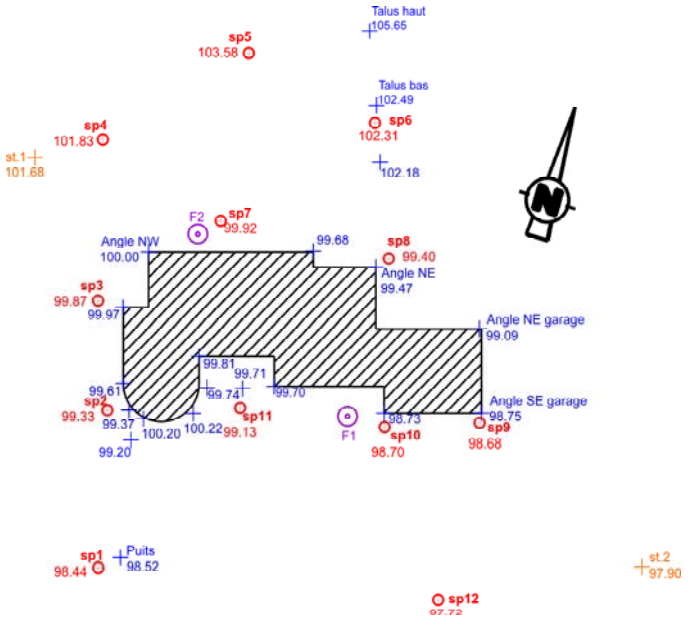


Figure 2. Plan de localisation et cote des sondages au pénétromètre dynamique de la présente mission et des forages précédents (sans échelle).
sp : sondage - F : forage carotté

En corrélant toutes les générations de sondages, nous proposons la modélisation géologique du site suivante :

- Le substratum sain (bancs calcaires intercalés de marnes avec passées de lignites) se situe entre 1.5 et 8.4 m de profondeur.
- Le toit du substratum possède une pente de 22 ° (40 %) vers le sud-est, soit selon un axe diagonal au bâtiment.
- Au sein de la couverture, l'épaisseur de terrains de résistance dynamique minimale (Rdmin) inférieure à 4 MPa, considérés comme très compressibles, varie entre 1.2 et 8.3 m.

La figure ci-dessous résume cette configuration :

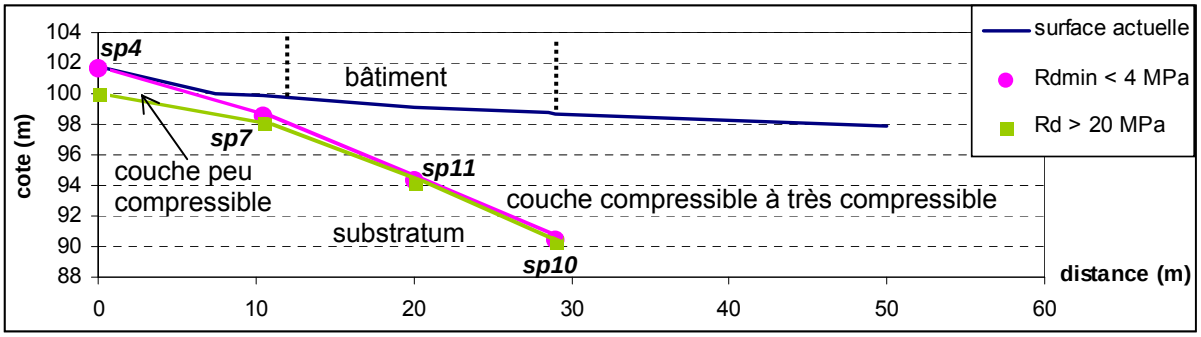


Figure 3. Coupe NW-SE.

En résumé, le bâtiment est construit sur un biseau de terrains de couverture argileuse de 1,2 à 8,3 m d'épaisseur, croissante selon sa diagonale WNW-ESE.

D'après les essais de laboratoire, les argiles sont moyennement à fortement gonflantes (Ip = 56 et σ_g = 0.055 entre 4,35 et 4,65 m de profondeur en F1, Ip = 31 et Vb = 4,21 entre 0,4 et 1,1 m de profondeur à 1 m de profondeur en F2, et Vb = 2,63 et P_g = 178 kPa entre 1,2 et 1,7 m de profondeur au même point).

5. Désordres du bâtiment

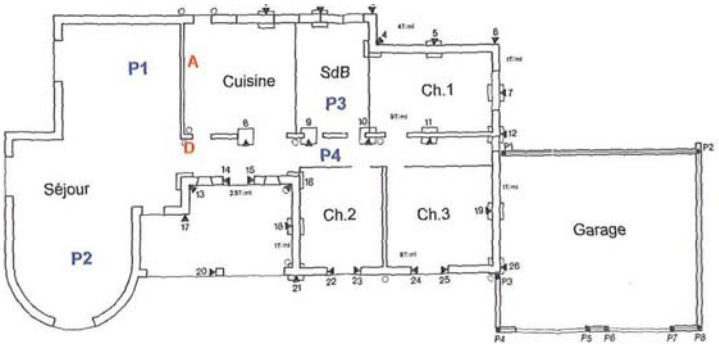


Figure 4. Plan intérieur de la villa (d'après R. Chaumont).

Ils affectent le corps principal du bâtiment et le garage, la tour étant épargnée. Les fissures sont nombreuses, mais les plus caractéristiques sont les suivantes :

- angle sud-ouest du garage, fissure de 0 à 1,3 cm avec plus forte ouverture vers le bas, suggérant un mouvement du pilier vers le sud ;
- plafond de la cuisine : fissure orientée NNW-SSE de 1 cm (A) ;
- couloir entre le séjour (tour) et la cuisine : fissure de 1 cm suggérant un mouvement de la partie de la villa située à l'est de la tour, vers l'est (D) ;
- nombreuses fissures de cisaillement sur la façade sud.

Figure 5. Fissuration du plafond de la cuisine – vue dans la diagonale opposée à la figure 6.

Figure 6. Fissuration de l'angle sud-ouest du garage.

.

On peut enfin mesurer les pentes suivantes sur les planchers :
- dans le séjour (tour, P1 et P2) : pente de 0,8 % dans le sens NNW-SSE ;
- salle de bains à l'est de la cuisine (P3) : 2 % dans le sens NNW-SSE ;
- couloir (P4) : 1,3 % dans le sens WSW-ENE.

L'ensemble des fissures et des pentes mesurées suggère un mouvement de basculement du bâtiment (excepté la tour) vers l'angle sud-est. Les principales fissures observées dans la cuisine (au nord-ouest) seraient donc liées à une traction sur les structures générée par un tassement-tiraillement vers le sud-est et non par un simple tassement localisé autour de la cuisine (ce à quoi les premiers micropieux visaient à remédier).

A noter également dans le puits situé au sud de la villa, un déboîtement de 20 cm environ des buses à 4.1 m de profondeur, trahissant un décalage de la partie supérieure des terres vers l'aval. Ceci est un indice de glissement.

6. Historique des désordres et travaux

Les premiers désordres ont été déclarés en 1989 - 1990, soit quinze ans après la construction. Une première reprise partielle par micropieux, de la façade sud et de la zone nord-ouest, a eu lieu en 1990. La longueur des micropieux n'est pas connue.

De nouveaux désordres sont apparus en 1993. Vingt-six micropieux ont été réalisés en 1996, de 7,2 m (au nord-ouest) à 10 m de longueur (au sud-est) et le garage a été désolidarisé de la villa. Certains micropieux précédents ont été sectionnés. Le corps central du bâtiment a alors été entièrement repris en sous-œuvre.

En 2003, une nouvelle déclaration de sinistre a eu lieu.

Il est remarquable qu'aucune fissure n'affectait la tour, y compris au contact de la zone reprise. La fissure du plafond de la cuisine (A) s'est par contre ouverte de 4,3 mm entre juin et septembre 2006. La tour n'ayant pas bougé, tout porte à penser que la cuisine « s'éloigne ». Dans le couloir de l'entrée (D), la fissure s'est ouverte de 2 mm entre juin et septembre 2006.

7. Origine des désordres (avant travaux)

7.1. Tassements de consolidation

L'épaisseur de terrains de couverture sous fondation n'étant que de 0 à 80 cm au niveau de la tour, un simple calcul montre qu'un tassement par consolidation a eu lieu dans le sens nord-sud (sp3 / sp7 contre sp2/sp11) peu après la construction, engendrant les pentes P1 et P2 mesurées sur le sol dans cette partie. Il y a eu stabilisation ensuite. Nous avons d'ailleurs noté d'anciennes fissures de cisaillement au niveau des planchers bas venant confirmer cette interprétation.

Le même raisonnement peut-être conduit en partie est. Une fissuration initiale s'est probablement produite, mais n'a pu être observée en raison de la reprise des fissures suite aux travaux de reprise en sous-œuvre par micropieux. A la différence de la tour, notons cependant :

- Le mouvement principal de tassement a été dirigé vers le sud-est, soit en diagonale par rapport aux structures de l'ouvrage. Les mouvements de cisaillement sont moins bien supportés dans cette configuration car ils se reportent aussi sur les éléments en blocs béton, et non quasi-exclusivement sur le plancher et le soubassement en béton armé (cas de la tour).
- La variation d'épaisseur de terrain compressible est très forte selon la diagonale (de 1,2 à 8,3 m) et la consistance des sols est très faible au sud-est.

En bref, le contexte est favorable à du fluage à long terme de la partie sud-est du site et des fissures initiales ont sans doute affaibli la structure en béton du bâtiment.

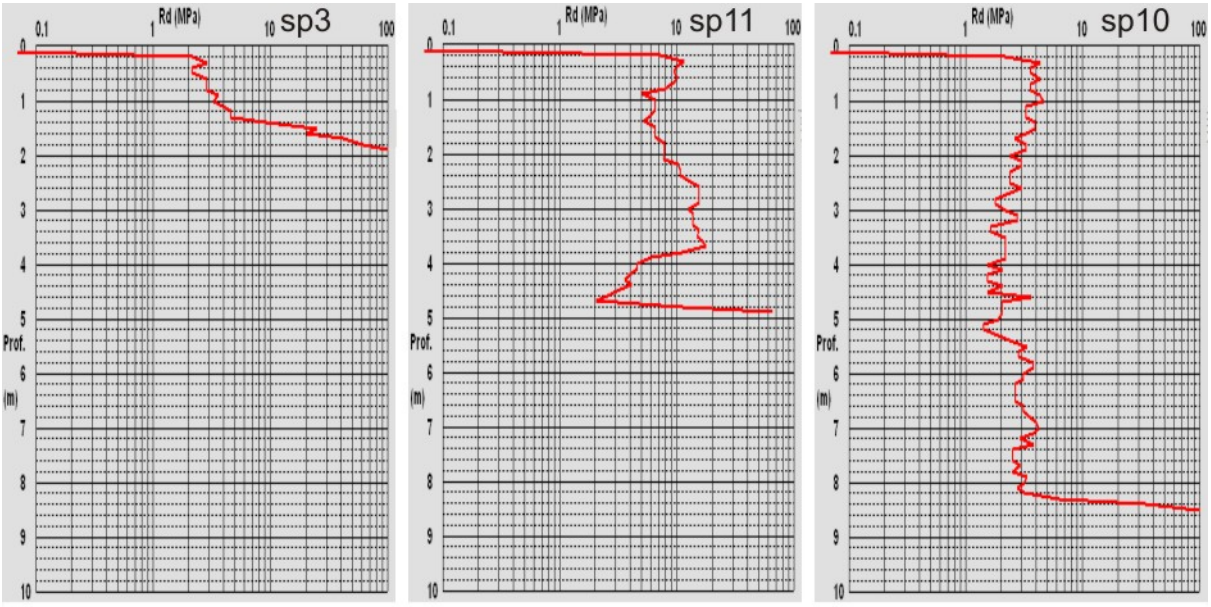


Figure 7. Exemples de résultats de sondages pénétrométriques représentatifs du site

7.3. Retrait-gonflement

Le constat établi sur la géométrie en biseau des terrains de couverture est favorable à des tassements différentiels, notamment de retrait, entre le nord-ouest et le sud-est. Cela est renforcé par l'exposition au sud du côté où l'épaisseur et la consistance des argiles sont les moins favorables.

Notons également que la pente globale du site, englobant les talus, est très propice au « heaving » c'est-à-dire au mouvement de gonflement du sol perpendiculairement à la pente du site, voire perpendiculairement à la pente du substratum (40 %), et le retrait selon la gravité. Le contexte est très favorable à la reptation de toute la zone sud. Ceci est un facteur aggravant mais n'explique pas totalement les mouvements orientés principalement vers le sud-est.

7.3. Déformation lente

C'est pour ce moteur que la prise en compte de la géométrie du contact couverture / substratum est la plus importante. Nous avons pris le parti d'appliquer les formules de calcul du coefficient de sécurité de stabilité d'une pente infinie, afin de vérifier qu'il existe des conditions favorables à la rupture ou à la déformation pour une hauteur de couverture donnée. Le raisonnement est reproduit sur des tranches de sols verticales successives, avec une hauteur de couverture croissante du nord-ouest vers le sud-ouest pour intégrer la morphologie en biseau (la pente du site est très inférieure à celle du contact substratum / couverture – 6 % contre 40 %).

$$F = \frac{2c'}{\gamma h \sin 2\beta} + \frac{(\gamma h - \gamma_w h_w)}{\gamma h} \frac{tg\varphi'}{tg\beta}$$

Avec : β: pente de la surface de glissement ; h : épaisseur du sol instable ; c' et ϕ' : cohésion et angle de frottement interne du terrain ; γ : poids volumique du terrain ; γ_w : poids volumique de l'eau ; h_w : niveau piézométrique.

Les données fournies par les précédents intervenants sont les suivantes : β : 22° ; c' : 0,04 MPa ~ 40 kN / m² ; ϕ' : 22° ; γ : 1.89 T/m^3 ; γ_w : 1 T/m^3 .

Nota : c' et ϕ' ont été mesurés sur des marnes et non sur les terrains de couverture argileux. Nous prendrons arbitrairement la moitié des valeurs pour les argiles issues des marnes.

Selon les nouveaux sondages, h varie entre 1,5 et 8,4 m et h_w entre 0 et 6 m.

Nous constatons qu'avec ces valeurs, F = 4,2. Le site serait donc totalement stable. Or, pour ce type de sols, il est courant de considérer que la cohésion diminue fortement, voire s'annule à long terme. Cela est d'autant plus justifié sur ce site que les variations piézométriques modifient les caractéristiques du sol.

Nous proposons de faire varier les valeurs de cohésion pour un niveau haut de la nappe (h' = 6 m), jusqu'à trouver les conditions de « stabilité » avérées sur le site qui ne glisse pas. Le calcul donne c' = 4 kN/m². Nous faisons ensuite varier le niveau d'eau dans le sol parallèlement à la hauteur de la couverture. Voir tableau suivant :

Tableau I – Calcul inverse de c', puis variations de F en fonction de la hauteur h

β (°)	22	22	22	22	22	22
h (m)	8	8	8	7	6	5
c' (kN/m²)	20	10	4	4	4	4
ϕ' (°)	11	11	11	11	11	11
γ	1.89	1.89	1.89	1.89	1.89	1.89
γ_w	1	1	1	1	1	1
h_w (m)	3	6	6	5	4	3
F	4.2	2.2	1.1	1.2	1.3	1.5

On s'aperçoit donc que pour 5 m d'épaisseur, soit pour l'épaisseur d'argile constatée aux environs du sondage sp11, à la limite de la tour (stable) et du corps de la maison (instable), le terrain est très stable.

Le domaine du fluage possible étant usuellement compris dans la fourchette de F variant de 1 à 1,25, il existe bien un mouvement possible de déformation lente pour des valeurs de h supérieures à 5 m.

Ce qui est remarquable, est qu'au niveau du puits, soit là où les terres ne sont pas butées en raison de la présence du talus proche, la déformation évolue en glissement. Ce n'est néanmoins pas dans la zone où le talus est le plus proche de la maison que les désordres sont les plus importants. Nous avons finalement exclu l'hypothèse du glissement d'ensemble, infirmée par les forages carottés et par les courbes pénétrométriques.

8. Nouvelles causes des désordres (après travaux)

Le calcul mené pour un micropieu positionné dans l'angle sud-est, avec les caractéristiques suivantes : 140 mm de diamètre et 12 T de charge, aboutit à une longueur nécessaire de 14,8 m, en tenant compte d'un frottement négatif sur le fût du micropieux de 30 kPa (sur la longueur morte sous semelle).

D'après ces calculs, les micropieux réalisés sont sous-dimensionnés dans la moitié sud-est de la villa (10 m). Nous remarquons, dans tous les cas, que l'ancrage dans le substratum ne serait que de 1,5 m par rapport au sondage sp10, ce qui est insuffisant. Mais cela ne paraît pas suffire à expliquer les nouveaux mouvements dans l'ensemble de la villa et surtout l'ouverture des fissures dans la cuisine. Notons de plus que les mouvements paraissent même accrus dans la zone reprise en sous-œuvre par rapport au garage resté tel quel et qui, en comparaison, bouge peu.

Il paraît indubitable que d'inclure des micropieux dans un sous-sol rend le bâtiment solidaire du sol sur une plus grande hauteur. Nous avons fourni comme explication que la déformation en masse entraînerait les micropieux par une action directe sur les fûts, par analogie avec le comportement d'un inclinomètre (justement utilisé pour observer les déformations) inclus dans le sol. La structure métallique des micropieux n'est pas faite pour résister au flambement. Les micropieux de la zone sud-est étant de plus sous-dimensionnés, la réaction a pu être accrue.

Les désordres observés depuis la réalisation des derniers micropieux peuvent donc s'expliquer en partie par l'action de la déformation lente des terrains sur les micropieux, avec cisaillement possible de certains micropieux au contact couverture / substratum.

9. Conclusion

La déformation lente des terrains de couverture dans un contexte de biseau argileux d'épaisseur croissante vers l'aval est explicative des désordres de la villa de M. G à Pierrevert après l'échec de plusieurs campagnes de réalisation de micropieux en vue de la conforter. Ces travaux ont de plus probablement contribué à propager les désordres. Il était indispensable de comprendre la géologie en 3 D du sous-sol pour résoudre cette expertise.

10. Bibliographie

Chassagneux D., Stieltjes L., Mouroux P. et Menillier F. avec la collaboration de Ducreux G.H. (1996) « Cartographie de l'aléa "retrait-gonflement" des sols (sécheresse/pluie) à l'échelle départementale. Approche méthodologique dans les Alpes de Haute Provence. » Rapport BRGM, R39218.

Cristescu N.D., Cazacu O., Cristescu C. (2002) « A model for slow motion of natural slopes » Canadian geotechnical journal, vol. 39, no4, pp. 924-937.

Durville J.L. et Séve G. (1988) « Stabilité des pentes Glissement en terrain meuble » L.P.C Technique de l'ingénieur.

Ducreux G.H. (2001) « Sécheresse et fondations de bâtiments : retour d'expérience », Géologues, n°129, 28-33.

SOL CONCEPT - Ducreux GH (2001) « Étude de la stabilité du versant de l'Adroit – Barcelonnette (04) », rapport d'étude.

SOL CONCEPT - AB Marand (2005) : Proposition d'une méthode de diagnostic des mouvements de déformation lente de versant sans rupture généralisée (cinémorphose) - Communication AUGC Grenoble 2005.

Vulliet, L. « Le rôle des déformations dans les problèmes de stabilité. » Publications de la Société suisse de mécanique des sols et des roches, Réunion de printemps, 29 avril 1994, Zürich., vol. 129, 1994, p. 21-26

Zielinski M., Dembicki E. et Monnet J. (2007) « Studying Slow Displacements Of The Natural Slopes Using Particle Image Velocimetry Method ». 18ème Congrès Français de Mécanique Grenoble, 27-31 août 2007.

IMPORTANCE DU COMPORTEMENT GEOTECHNIQUE PENDANT LA CONSTRUCTION DES TUNNELS DU METRO DE DUBAI

IMPORTANCE OF UNDERSTANDING THE GEOTECHNICAL BEHAVIOUR OF SOILS DURING THE CONSTRUCTION OF THE DUBAI METRO TUNNELS

Pierre BEAU[1], Mohamed MAGHAZY[1]
[1] *SYSTRA, Dubai, UAE*

RÉSUMÉ – La partie souterraine du Métro de Dubai en terrains sableux et sous forte charge d'eau est réalisée au moyen de Tunneliers à Confinement de Terre. L'insuffisante compréhension du comportement des terrains lors du projet a conduit l'Entreprise à réaliser des traitements de sols peu efficaces, l'obligeant à changer de méthode de réalisation en cours de chantier, avec le support du Maitre d'Œuvre.

ABSTRACT – The underground part of Dubai Metro in sandy grounds and a high water table is being done with Earth Pressure Balance (EPB) Shields. The insufficient understanding of the geotechnical behaviour of soils at the design stage led the Contractor to carry on ineffective grouting works and to modify the construction methods initially foreseen, with the technical support of the Engineer.

1. Introduction

Une campagne de reconnaissance soigneusement menée – basée sur la réalisation d'un nombre adéquat d'essais en laboratoire et in situ – avant le début de la construction – et une interprétation soigneuse des résultats doit permettre de construire un modèle géotechnique et hydrogéologique utile pendant la construction. Cependant ce modèle ne doit pas constituer la seul référence durant la construction du gros œuvre de projets complexes en forte interaction avec le sol, tel les projets de construction d'infrastructures urbaines souterraines. Composer avec le risque géologique demande un effort continu afin de collecter, traiter, mettre à jour et interpréter les données de construction afin de pouvoir optimiser ou adapter les solutions techniques aux conditions de sol réellement observée. Ainsi, la connaissance du terrain ne s'arrête pas avec la fin des campagnes de reconnaissance, mais réclame un effort supplémentaire lors de la construction. Des bénéfices importants pour le projet, notamment liés à la réduction du risque géologique et de son impact sur la sécurité, la qualité, la durabilité, le coût et le délai, sont à attendre de cet effort supplémentaire. La procédure décrite ci-dessus demande une attitude proactive de la part d'un Maitre d'Œuvre expérimenté capable de détecter à temps les problèmes et d'entretenir un dialogue entre les différentes parties. Lors de la construction de la « Ligne Rouge » et de la « Ligne Verte » du métro de Dubaï une coopération technique entre le Maitre d'Œuvre et l'entrepreneur a été appliquée avec succès en ce qui concerne l'optimisation durant la construction des dispositifs de traitement de sol envisagés pour les entrées et sorties de station des tunneliers et pour la construction des connections du tunnel aux ouvrages annexes que sont les puits de ventilation/épuisement situés entre deux stations successives.

2. Description du projet

Le métro de Dubaï est actuellement en construction. Le réseau actuel comprendra deux lignes représentant un linéaire de 76,3 km, et comprenant 47 stations. La section en souterrain représente quasiment le cinquième de la longueur totale, ce qui équivaut à 13,6 km avec 10 stations dont deux communes entre les deux lignes. Le tunnel s'étend des stations « City Centre » à « Burjuman» sur la Ligne Rouge et des stations « Salahuddin » à « Burjuman» sur la Ligne Verte. Le tunnel foré a été l'option retenue pour construire le métro au cœur de Dubaï, où les contraintes en surface sont nettement plus importantes en termes d'infrastructure et d'immeubles existants, et en termes d'espace disponible. Une correspondance entre les lignes Rouge et Verte est prévue aux stations « Union Square » et « Burjuman » (Figure 1).

La section souterraine consiste en un tunnel monotube à deux voies, excavé au moyen de 3 tunneliers à confinement de terre (diamètre d'excavation : 9.62m, diamètre interne du tunnel 8.5m, anneaux constitués par 7+1 voussoirs, épaisseur 400mm et longueur 1.5m , anneaux biais en trapèze à droite et à gauche, l'un avec biais de 30mm et 80 mm) utilisés en mode fermé sur tout le tracé. L'épaisseur de la couverture au dessus du tunnel varie entre 15 et 20m et le niveau de la nappe phréatique varie entre 2 et 5m sous le niveau du terrain naturel. L'eau est caractérisée par une forte teneur en chlorures et en sulfates, et est définie comme « très agressive ».

Figure 1 : Vu en plan des sections souterraines du métro de Dubaï

En 2005, le Maitre d'Ouvrage, RTA (Road Transit Authority) a attribué le contrat forfaitaire et « clés en main » à DURL (DUbai Rapid Link Consortium), un groupement international formé d'Entreprises japonaises et turques (Mitsubishi, Obayashi, Kajima et Yapi Merkezi) comprenant donc le génie civil, les équipements électromécaniques et systèmes, la livraison du matériel roulant et la mise en service. La supervision de la construction a été attribuée au groupement SYSTRA – Parsons.

3. Etat actuel du projet

Les trois tunneliers ont démarré leur creusement, le premier de la station Union Square vers Burjuman, le deuxième de la station Union Square vers City Centre et le troisième de la station Union Square vers Salahuddin (Figure 1). Au moment de la

rédaction de ce document, les tunneliers 1 et 2 sont déjà repartis après leur transfert, respectivement des stations Al Ras vers Burjuman et de Union Square vers Palm Deira. Le troisième tunnelier a été transféré de la station Salahuddin à Palm Deira d'ou il doit repartir en direction de la station Al Ras. Les performances des tunneliers sont satisfaisantes. En effet la moyenne des tassements enregistrés est inférieure à 5mm (les tassements les plus importants ont été enregistrés sur la section d'apprentissage du tunnelier 1 sur laquelle les procédures et les modes d'avancement ont été calibrés), la stabilité du front est assurée et l'avancement du tunnel à atteint une valeur moyenne de 10 anneaux/jour/tunnelier supérieure aux prévisions initiales de 8 anneaux/jour/tunnelier.

4. Contexte géologique, hydrogéologique et géotechnique

La géologie des Emirats Arabes Unis et du golf Persique a été considérablement influencée par le dépôt de sédiments marins associés à de nombreuses variations eustatiques s'étant succédées sur des temps géologiques relativement récents. Concernant la géologie du projet du métro de Dubaï, les formations de surface peuvent se classer en deux sous-groupes : les formations supérieures ("géologie superficielle") et les formations inférieures ("géologie solide"). La "géologie superficielle" – unités 1 et 2ai –est formée par des sables de dunes côtières mêlés à des sables et silts marins. La "géologie solide" - unités 2aii, 2b et 3 - est composée par une alternance de bancs de calcarénite, de grès calcaires et de quelques passes de sables carbonatés, surmontant des grès gypseux associés à des niveaux de sable cimentés et à des calcisiltites, surmontant à leur tour des grès fins associés à des niveaux conglomératiques décris comme des graviers liés par une matrice de calcisiltite (voir Tableau **I**I ci-après). La position de la limite entre les géologies "superficielle" et "solide", appelée toit rocheux, varie considérablement. Toutes les unités de la « géologie solide » sont classifiées comme altérées à très altérées aux profondeurs concernées par le projet. Il est important de noter que le terrain est composé par des matériaux sédimentaires séparés par des limites qui ne sont ni nettes ni constantes. Les courbes granulométriques des matériaux de ces unités, réalisées sur des échantillons carottés entre les stations Union Square et Burjuman sont représentées sur la Figure 3.

5. Les "geo" risques identifiés

Les principaux risques géologiques, géotechniques et hydrogéologiques identifiés, puis confirmés lors de la construction sont résumés ci-dessous :

- Percement du tunnel avec plusieurs unités présentes au front de taille, pouvant conduire à des difficultés dans le contrôle de la stabilité du front. Comme le montre la Figure 2, le profil géotechnique théorique montre une forte proximité de l'unité 1 en voûte du tunnel. Pour cette raison, l'une des premières solutions proposées pour mitiger ce risque a été d'opérer le tunnelier uniquement en mode fermé.
- Passage du tunnelier sous une charge hydraulique important et possibilité de traverser des sables boulants au sein de l'unité 2ai.
- Présence possible de cavités de dissolution au sein de l'unité 2aii.

- Présence locale de joints très perméables, conduisant à envisager le risque de forte arrivée d'eau par des joints ouverts.
- Présence d'une eau très agressive, nécessitant l'utilisation d'un béton de composition spécial afin d'en assurer la durabilité (généralement un béton composite de très faible perméabilité) pour toutes les structures souterraines en contact avec la nappe et avec le terrain).

Tableau I: Description et caractérisation géotechnique

Unité	**Nom**	**Description**	**Profondeur**	**γ_b** [t/m3]	**c'** [kPa]	**φ'** [°]	**E'** [MPa]	**Perméabilité** [m/sec]
1	Dépôt marin	sable coquillé fin à moyen, de couleur marron clair à gris clair, dense à moyennement dense. Par fois lié par un ciment carbonaté	1 to 16m	1.8	0	33	25-30	$2x10^{-4}$ - $6x10^{-4}$ (très perméable)
2ai	Sable carbonaté	Sable carbonaté fin à moyen, de couleur marron clair à gris clair, dense à très dense avec une cimentation carbonaté variable et quelques bancs de grès calcaire.	10 à 17m	1.9	5	35	50-80	$1x10^{-4}$ - $5x10^{-4}$ (très perméable)
2aii	Grès carbonaté/ Calcarénite	light brown and light grey, intact to moderately weathered, very week to weak, with bands of variable cemented carbonate sand	17 à 35m	2.0	50-75	37-39	120-200	$3x10^{-5}$ - $7x10^{-5}$ (perméable)
2b	grès gypseux	marron, intact à modérément altéré, avec passée de sable carbonate cimenté; contient souvent des cavités de dissolution	35 à 45m	2.0	75-80	38-39	130-200	$2x10^{-6}$ - $4x10^{-6}$ (moyennement perméable)
3	Grès fin	gris clair, légèrement à modérément altéré, faible à très faible.	45 à 55m	2.1	50-75	37-39	130-240	$1x10^{-7}$ (quasiment imperméable)

γ_b: poids volumique; c': cohésion; **φ**': angle de frottement interne; E': module de Young (drainé)

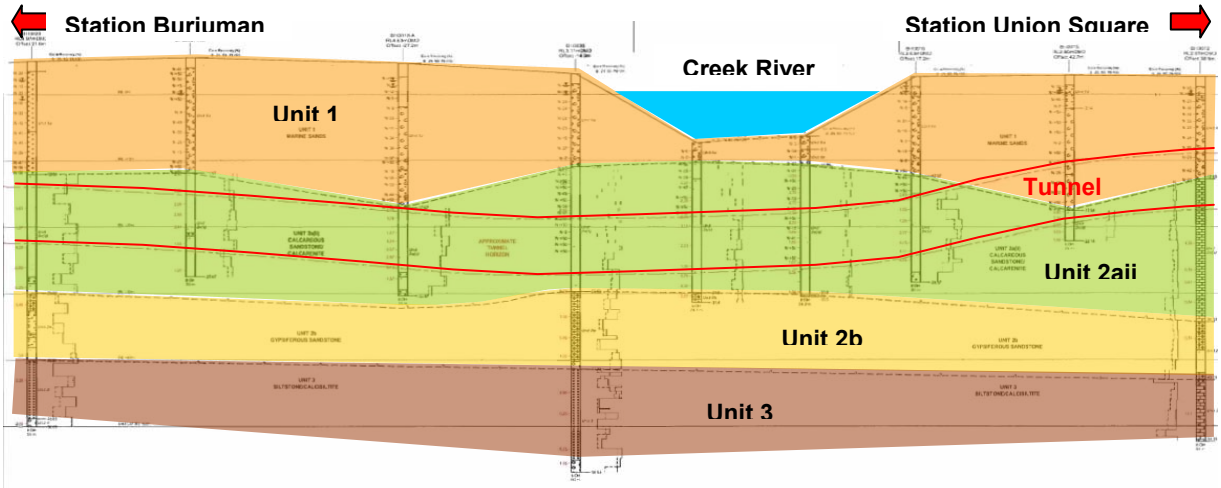


Figure 2: Profil géologique sur la première section du tunnel de la "Ligne Rouge"

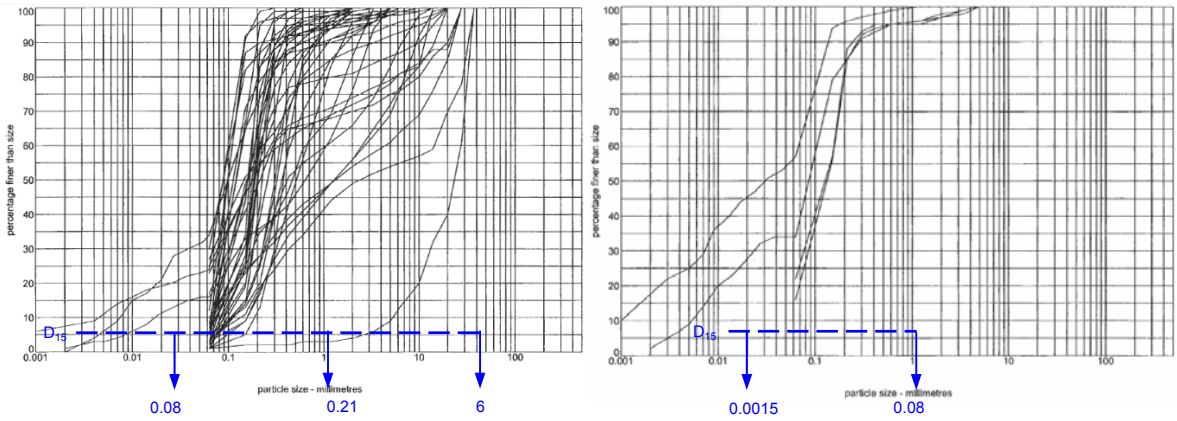


Figure 3 : Distribution granulométrique des unités 1 (à gauche) et 2aii (à droite)

6. Première solution choisie pour le traitement du sol sur le premier tronçon de tunnel

Le tronçon de 1.5km qui s'étend entre les stations "Union Square" et "Burjuman" comprend la section d'apprentissage pour la toute première utilisation du tunnelier. Elle correspond aux 100 premiers mètres d'excavation, sur lesquels les procédures d'utilisation du tunnelier, mais aussi les hypothèses retenus dans le calcul de la pression de soutènement au front, les hypothèses retenus pour le calcul des tassements et enfin les hypothèses sur la qualité du traitement du sol ont été vérifiées.

Pour ce qui concerne le traitement du sol, les exigences de conception ont mis en évidence la nécessité de traiter certaines zones (les zones où la perméabilité du sol doit être réduite et/ou la consistance du sol doit être améliorée). Ces zones correspondent aux entrées et sorties de stations et aux sections où des connections entre le tunnel et les puits de ventilations situés au point bas du tracé entre 2 stations sont prévues. En effet au niveau de ces zones le terrain excavé doit être imperméable pour éviter des arrivées d'eau massives.

6.1 Conception du lancement du tunnelier au départ de la station Union Square

Au moment où le tunnelier quitte la station, il passe de l'intérieur de la station, à pression atmosphérique, au milieu souterrain dans lequel on travaille à une pression dite de confinement qui est celle appliquée aux matériaux dans la chambre d'abattage. D'ordinaire ce passage est progressif et ne peut être total que lorsque le corps du tunnelier est totalement dans le terrain. La pression de confinement n'est généralement atteinte que quelques mètres après le franchissement des parois de la station par le tunnelier. Dans cette zone le terrain excavé doit être imperméable pour éviter des entrées d'eau massives dans la station.

Aux entrées et sorties de station la construction d'un bouchon injecté s'étendant jusqu'à 7.5m au dessus de la voûte, jusqu'à deux mètres sous le radier du tunnelier et jusqu'à 4.5m de chaque côté, et d'une longueur de 6m a été prévue afin de réduire la perméabilité du sol. Les calculs des dimensions du massif injecté sont menés en suivant les recommandations de l'Association Japonaise des Injections Chimiques (JCGA) et en considérant que le début de l'excavation se fait en mode ouvert. D'après les recommandations de la JCGA, l'étendue des injections au dessus de la voûte du tunnel peut être définie en considérant la formation d'une zone plasti-

que autour du tunnel non soutenue. Pour la partie sous-jacente au tunnel, les JCGA prennent uniquement en compte la nécessité d'imperméabilisation.

Le choix de l'entrepreneur s'est porté sur l'injection d'un coulis de bentonite ciment dans le massif à traiter, à l'aide de tubes à manchettes, plutôt que sur une technique d'amélioration du sol en place tel que le *jet grouting*.

Figure 4 : Virole étanche (« Eye Seal ») avant et après démarrage des tunneliers

Le tunnelier franchit une zone de la paroi moulée de la station armée en fibres de verre, dite "soft eye". Une virole étanche de 1.5m d'épaisseur munie d'une membrane, dite "eye seal", fonctionnant comme un clapet anti-retour pour sceller le vide annulaire entre la jupe du tunnelier (ou les voussoirs du tunnel) et le terrain a été construite contre la paroi moulée pour compléter ce dispositif au point de lancement du tunnelier (voir Figure 4). La membrane épaisse en caoutchouc, initialement en position verticale, vient épouser la forme du tunnelier lors de son passage puis se plaque ensuite sur l'extrados des voussoirs. Des plaques en acier articulées agissent comme un clapet anti-retour pour éviter le retournement de la membrane sous l'effet de la pression d'eau. Ce dispositif est à même d'empêcher des fuites importantes d'eau, de fines et de sol de la zone non traitée, pendant le temps nécessaire au passage du tunnelier au travers de la paroi moulée de la station. Il permet également de démarrer l'injection du vide annulaire par des conduits d'injection traversant la virole de 1,5m avant qu'elle puisse se faire à partir du tunnelier.

Ici la pression hydrostatique au niveau des têtes de tunnels atteint presque 0,2 MPa. Néanmoins la procédure de lancement du tunnelier prévoyait que le tunnelier puisse être utilisé en mode ouvert dans le terrain consolidé. Par la suite, cette virole d'étanchéité doit être démontée pour la réalisation des têtes de tunnel définitives. Par conséquent l'imperméabilité et l'auto stabilité des terrains au voisinage des têtes de tunnels devaient être garanties par un traitement du sol.

Pour ce faire des injections par tubes à manchettes ont été effectuées en 2 étapes :

- Injection d'un coulis ciment-bentonite (200-250 kg de ciment, 60-65 kg de bentonite pour 900l d'eau) pour combler les vides formés dans les sols de forte porosité et les sols relativement plus faibles.; ce coulis fut rapidement remplacé par un ciment sur broyé jugé plus adapté par l'entrepreneur.

- Injection secondaire de silicate de soude (250 l de silicate de sodium; 100-120 l d'accélérateur de prise; 650-630 l d'eau) afin de traiter les sols plus fins et d'obtenir un traitement uniforme ; Plusieurs types d'accélérateur ont été utilisés (bicarbonate de soude, O. C. Perm, N-Tight, entre autres) pour fournir des résultats plus adaptés aux souhaits, en considérant principalement la « solidité » du gel obtenu et le temps de formation de ce gel.

Des pressions maximales d'injection de 30 bars ont été utilisées. Le critère d'arrêt de l'injection était le volume injecté (maximum de 50 à 70l/manchette, calculé en fonction du volume de sol à traiter et de sa perméabilité). Les volumes d'injection ont été calculés en considérant un indice de vide de 30-40% selon l'unité géotechnique à traiter (mesurée en laboratoire cette valeur était légèrement inférieure), et en considérant une injectabilité pour remplissage de vides du sol égale à 60%. Les forages ont été réalisés avec un maillage de 1mx1m et les manchettes sur les tubes étaient espacées de 0,4m.

6.2 Conception de l'entrée en station du tunnelier

La pression de confinement du tunnelier doit être diminuée au moment de l'arrivée de la machine contre la paroi de la station afin de garantir la stabilité cette paroi. En raison de la faible résistance supposée du sol et des fortes pressions hydrostatiques, le risque de venue d'eau à travers le tunnel, avec transport des fines, et par conséquent le risque de tassements importants en surface est élevé lorsque la pression de soutènement est réduite à l'approche de la station et après le franchissement de la paroi moulée. C'est pourquoi un bouchon injecté du même type que celui prévu pour les départs des stations était prévu à pour les entrées en station.

6.3 Conception des puits de ventilation/drainage inter stations

Les ouvrages intermédiaires entre 2 stations sont réalisés à l'abri de parois moulées et sont raccordés au tunnel par un creusement en méthode traditionnelle. L'existence de couches de sable faiblement cimentés et fortement aquifères au niveau des raccordements au tunnel impose, dans le projet initial, que ces couches soient traitées préalablement aux travaux de creusement en méthode traditionnelle. La conception initiale prévoyait la mise en place d'un bouchon de sol injecté autour du tunnel et entrant en contact avec les parois moulées des puits.

7. Résultats du traitement de sol sur la première section du tunnel

7.1 Zone de lancement du tunnelier

Les résultats des traitements d'injection ont été évalués à chaque fois en testant la perméabilité des terrains traités. Au niveau des tympans des stations des sondages horizontaux ont été réalisés dans la zone traitée pour évaluer l'efficacité des traitements de terrain. Mais à chaque fois l'eau est apparue dès la traversée de la paroi moulée alors que la totalité du massif agissait en écran.

Devant l'insuffisance des résultats, l'Entreprise décide de refaire un complément d'injection toujours avec du silicate de soude, mais en modifiant légèrement la nature et le dosage en accélérateur. Malgré tout l'objectif d'imperméabilisation n'est pas

obtenu, ce qui se traduit par la persistance des circulations d'eau abondantes dans la zone traitée.

Pour le premier tunnelier au départ le constat d'absence de résultats satisfaisants des injections est trop tardif et aucun traitement ou dispositif autre que la virole étanche n'a pu être mis en place. L'Entreprise décide de réaliser 4 puits de pompage de part et d'autre de la zone infructueusement traitée afin de sécuriser le démarrage du tunnelier par abaissement général de la nappe. Bien qu'important (de 30 à 40 m3/h par puits) le débit de pompage ne suffit pas à rabattre la nappe de plus de 4 mètres et les tassements enregistrés à la surface sont très importants (jusqu'à 75mm). Des mesures supplémentaires sont décidées à la demande du Maitre d'Œuvre pour compenser la défaillance des traitements par injection:

- Le tunnelier démarre avec une chambre d'attaque totalement remplie de matériaux additionnés de coulis de bentonite – ciment dès l'arrivée de la roue de coupe à la mi-épaisseur de la paroi moulée, soit bien avant le moment initialement prévu.
- Après la pose des premiers anneaux de voussoirs au niveau de la tête du tunnel, des conduits d'injection inclinés ont été forés pour atteindre le vide annulaire au travers de la paroi moulée de la station. Les injections réalisées avec un ciment sur-moulu permettent d'obtenir une liaison hautement imperméable dans le but de sceller le vide annulaire et de se prémunir ainsi face aux risques résiduels d'arrivées d'eau dans la station lors du démontage des structures provisoires de démarrage.

Le premier tunnelier démarre ainsi avec une charge d'eau de 1 bar à l'axe La légère réduction de la pression hydrostatique combinée avec une légère réduction de la perméabilité dans les lentilles de terrain les plus perméables ont suffit à empêcher l'occurrence de problèmes de stabilité du front.

7.2 Puits de ventilation/pompage inter stations

A la même période les travaux de construction du premier puits de ventilation/drainage sont en court. Au vu des résultats peu satisfaisants des traitements de sol réalisés pour le départ du tunnelier de la station Union Square, les traitements du sol par injection initialement prévus le long du puits sont abandonnés. La coopération entre l'Entreprise et le Maitre d'Œuvre a permis de proposer une solution alternative : Une boite accolée au puits et située sur la trajectoire du tunnelier permet de délimiter une enceinte étanche à l'intérieur de laquelle est prévu un rabattement de nappe jusqu'au niveau du radier du tunnel. Une inspection de la roue de coupe du tunnelier a ainsi pu être réalisée lors son passage à travers cette boite. La construction d'un bouchon étanche à la base de la boîte n'a pas été jugée nécessaire étant donné que les parois en coulis étaient ancrées dans une unité géotechnique suffisamment imperméable. Pendant la construction du raccordement entre le tunnel et l'ouvrage annexe il a été observé que les excavations étaient assez stables dès lors que l'on avait au préalable rabattu la nappe.

7.3 Première arrivé d'un tunnelier à la station "Burjuman"

La première station sur le chemin du tunnelier était déjà trop avancée pour permettre la réalisation d'une enceinte étanche en parois au coulis. L'Entreprise tente donc une ultime fois de réaliser des traitements par injection mais une nouvelle fois ce traitement échoue. Le dispositif d'étanchéité par virole étanche existe aussi pour l'arrivée, mais lors de l'entrée en station le joint est poussé dans la mauvaise direc-

tion et ne permet pas de garantir l'étanchéité de la jonction tunnel – station où le gradient de pression est de 0,2 MPa. La solution alors retenue est le remplissage en eau de la station jusqu'au niveau de la nappe phréatique pour équilibrer les pressions de part et d'autre de la paroi moulée pendant le passage du tunnelier. L'entrée en station du tunnelier s'est effectuée sous l'eau avec très peu de tassements en surface et en assurant depuis le tunnelier un bon traitement de la jonction tunnel station.

8. Apprentissage en cours de chantier et solutions techniques retenues

Dans les terrains de nature sédimentaires et non uniformes de Dubaï les perméabilités horizontales sont bien supérieures aux perméabilités verticales. Dans ce type de terrain on ne peut pas raisonner ni avec des perméabilités globales, ni avec des caractéristiques de sol homogènes. En outre, les caractéristiques géotechniques intrinsèques du terrain, qui ont été bien compris seulement lors de la construction, expliquent très bien les résultats mauvaises des traitements du sol (le terrain n'a pas été imprégné et les injections se sont plus probablement propagées dans des veines de claquage) et l'efficacité du rebattement de la nappe phréatique en environnement cloisonné seulement par éléments verticaux.

Les traitements par injection sont abandonnés sur le reste de la partie souterraine. Les tunneliers ont alors démarré toujours avec la virole étanche, soit directement dans le terrain naturel, soit à l'abri d'enceintes étanches réalisées en parois coulis accolées aux tympans des stations. Localement des enceintes étanches réalisées en colonnes sécantes de jet-grout sont réalisées là où les parois en coulis de ciment n'avaient pas pu être réalisées (présence de réseaux non déplaçable ou de bâti).

9. Conclusions

Dans un contrat "Clé en main " (Design and Built), les changements de méthodes se traduisent pour l'Entreprise par des coûts non prévu (les prix sont rémunérés au forfait). La sécurité et la qualité des travaux est une priorité, mais aussi le respect des délais est une exigence additionnelle qui a conduit l'Entreprise à des investissements importants pour rattraper les délais due à un constat de dernière minute concernant l'efficacité des traitements prévues. L'action du Maitre d'Œuvre dans ce type de Contrat ne peut pas être directive. Elle doit néanmoins assurer la sécurité de la construction et le respect des exigences de qualité et de délai, ce qui s'obtient grâce à l'observation et l'analyse et une collaboration étroite avec l'Entreprise dans la recherche et le choix de solutions efficaces et fiables.

10. Bibliographie

Anagnostu G., Kovari K. (1996) Face Stability in slurry and EPB shield tunneling in Mair & Taylor R.J.&R.N.Taylor (eds), Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground,453-458, Rotterdam, Balkema.

Japan Society of Civil Engineers (1996) Japanese Standards for shield tunnelling, 3rd Ed.

JV Metro/ JV WS Atkins – Dubai Metro Project Tunnel Doc. (Geotech. Interpretative report, section Burjuman Station to Union Square Station; Ground Treatment for TMB Launching at Union Square Station; Ground Treatment for TMB Arrival at Burjuman Station).

JCGA, Japanese Chemical Grouting Association, Technical reference, June 1994.

VALIDATION DES MODÈLES NUMÉRIQUES ET ANALYTIQUES DES FONDATIONS SUPERFICIELLES SUR COLONNES BALLASTÉES

VALIDATION OF ANALYTICAL AND NUMERICAL CALCULATION MODELS FOR SHALLOW FOUNDATIONS ON STONE COLUMNS

Serge LAMBERT[(1)], Damien RANGEARD[(2)]
[(1)] Keller Fondations Spéciales, Entzheim, France
[(2)] Institut National des Sciences Appliquées, Rennes, France

RÉSUMÉ – Cette communication présente une synthèse de plusieurs exemples de projets sensibles aux tassements qui ont fait l'objet de suivis de tassements du début jusqu'à la fin de la construction. Les tassements mesurés seront confrontés aux calculs de méthodes usuelles de dimensionnement de colonnes ballastées (Priebe, PLAXIS, méthode des recommandations des colonnes ballastées).

ABSTRACT – This paper presents a synthesis of several examples of settlement sensitive projects where in-situ measurements were performed from the start to the completion of the construction period. The measured settlements will be compared to those obtained from usual design methods for stone columns.

1. Introduction

Le renforcement de sol par colonnes ballastées est un procédé utilisé couramment sous toutes sortes d'ouvrages, que ce soient des bâtiments de type commercial, logistique, logements, ouvrage génie civil, station d'épuration, silo, ou des remblais.

Son succès est étroitement lié au fait que les colonnes ballastées n'ont pas d'incidence sur le dimensionnement des semelles et du dallage. De plus, elles s'adaptent très bien aux contraintes de chantier : terrassement de fouilles, circulation d'engins.

Trois méthodes de dimensionnement de ce procédé sont couramment utilisées : la méthode de Priebe, la méthode figurant dans les recommandations publiées dans la RFG n° 111, et les méthodes numériques basées principalement sur une approche de type éléments finis.

Cette communication présente une synthèse de plusieurs exemples de projets sensibles aux tassements qui ont fait l'objet d'un suivi des tassements depuis le début jusqu'à la fin de la construction.

Les projets présentés concernent essentiellement des bâtiments sensibles aux tassements dont la charge a été appliquée progressivement. Les tassements mesurés sont confrontés aux résultats des calculs réalisés suivant les méthodes usuelles de dimensionnement.

Une consolidation rapide du sol au fur et à mesure de la montée de l'ouvrage est mise en évidence. La prévision des tassements est effectuée à partir des résultats d'essais in-situ (pressiomètre et pénétromètre).

2. Le procédé colonne ballastée

Un des aspects cruciaux de la colonne ballastée se situe au niveau de la mise en œuvre. En effet, celle-ci va conditionner le comportement mécanique du renforcement. Quelques rappels de base de ce procédé s'imposent.

Le type de vibreur à utiliser est obligatoirement un vibreur équipé d'un excentrique situé en pied et générant des vibrations horizontales, conformément à la norme EN 14731 (Amélioration des massifs de sol par vibration). Tout autre matériel ne permettra de réaliser que des drains de graviers, comme précisé dans la norme EN 15237.

Le deuxième point important se situe au niveau du refoulement. Celui-ci doit être suffisant pour modifier l'état de contrainte dans le sol afin que le comportement de la colonne ballastée diffère de celui d'un drain (Nguyen T., Foray P., Flavigny E., 2007). Le diamètre de la colonne ballastée doit être le plus important possible et doit s'adapter aux variations de compacité du sol pour traiter toutes les hétérogénéités du sol, même celles non détectées par la campagne de reconnaissance. La force d'appui (ou activation) exercée en pointe de l'outil, et qui permet le refoulement latéral du gravier, est directement corrélée au diamètre de la colonne et aux caractéristiques du sol.

Dans ce qui suit, toutes les colonnes ballastées ont été réalisées avec un matériel de type Keller équipé d'un vibreur à sas haute fréquence (entre 50 et 60 Hz), un lançage à air et une force d'appui sur l'outil vibrant de plus de 25 t.

3. Comportement d'une semelle sur un sol renforcé par colonnes ballastées

L'approche du comportement à la rupture d'une semelle sur sol renforcé se limite souvent à l'étude de l'expansion latérale d'une colonne ballastée isolée extrapolée ensuite au groupe de colonnes. Cette approche simpliste et sécuritaire est reprise dans les recommandations sur les colonnes ballastées (RFG n° 111). Le principe de cette méthode consiste tout d'abord à estimer la répartition des contraintes entre le sol et les colonnes ballastées modélisées par des raideurs différentes, puis ensuite à vérifier si ces contraintes sont admissibles.

Une autre méthode, celle de Priebe (2002), suppose que le principe du mécanisme de rupture de semelle sur sol homogène est préservé. L'auteur propose de calculer une largeur de semelle fictive **b'** à partir de l'angle de frottement et de la cohésion du sol avant amélioration, pour laquelle on obtiendrait à l'extérieur de la zone traitée le même cercle de rupture que sous la semelle réelle reposant sur le sol amélioré. Pour les calculs de tassement, la répartition de contraintes entre la colonne ballastée et le sol est également effectuée mais en modélisant la colonne par des équations issues des principes de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu infini (Vesic, 1972).

Ces deux méthodes montrent qu'il y a toujours une forte concentration de charges sur l'élément le plus rigide, à savoir en l'occurrence la colonne ballastée. D'autres approches existent mais lorsqu'elles ne mettent pas en évidence une concentration élevée de charges sur les colonnes, le résultat obtenu n'est pas représentatif du fonctionnement réel du sol renforcé par colonnes ballastées. C'est par exemple le cas de la démonstration du domaine d'utilisation de la colonne ballastée dans l'ouvrage Colonnes ballastées Dhouib A., Blondeau F., 2005, Presses de l'ENPC Paris, à partir d'une semelle carrée de 2,50 x 2,50 m chargée à 150 kPa.

Le résultat obtenu montre que la contrainte résiduelle sur le sol de 140 kPa est quasiment identique à la contrainte appliquée, alors que les méthodes reconnues mentionnées ci-avant indiquent plutôt une contrainte résiduelle de l'ordre de 9 à 14 kPa et la nécessité de prévoir 6 colonnes au lieu de 4 sous une fondation plus grande de 3,20 x 2,00 m.

Dans l'estimation de la portance d'une semelle sur colonnes ballastées intervient le phénomène de consolidation. Ce dernier joue un rôle particulièrement important dans le cas des colonnes ballastées, en raison de leur caractère drainant.

Ainsi, pour des bâtiments lourds sensibles aux tassements, la charge est toujours appliquée progressivement (coulage de dalle puis application des surcharges). Entre chacune des étapes de construction (par exemple 1 à 2 mois entre chaque coulage de dalle d'un bâtiment de logements), une consolidation importante peut s'effectuer. Les caractéristiques mécaniques du sol environnant se trouvent alors améliorées.

Dans le cas général, la vérification des tassements absolus et différentiels est dimensionnante et en fonction des déformations calculées, une adaptation de la structure sera éventuellement envisagée.

Les calculs ont été menés selon 3 méthodes :

- La méthode de Priebe (logiciel GRETA, version commercialisée par la société GeTec). Conformément à la préconisation de Priebe, un module intrinsèque de 100 MPa a été considéré pour le gravier de la colonne ballastée (c'est-à-dire ne tenant pas compte de son environnement). De plus, pour le calcul de tassement sans colonne par la méthode élastique, le module utilisé a été pris égal à $\xi \times \frac{E_M}{\alpha}$ pour les semelles (avec α = coefficient rhéologique et ξ = coefficient de calage pris dans notre cas égal à 2), afin de retrouver l'ordre de grandeur des tassements obtenus par la méthode pressiométrique. La profondeur du calcul de tassement par la méthode élastique est limitée à $\Delta q(z)/ \sigma o'(z) < 10\ \%$ avec $\Delta q(z)$ la charge appliquée et $\sigma o'(z)$ la contrainte initiale effective des terres au repos à la profondeur z.

- La méthode des recommandations sur les colonnes ballastées validée par le CFMS (RFG n° 111). Le module de la colonne a été pris égal à 60 MPa en tenant compte de son environnement et le calcul de tassement sans colonne est effectué selon la méthode pressiométrique.

- Selon PLAXIS 3D, avec prise en compte de la mise en œuvre de la colonne ballastée avec une expansion de 5 % de son volume (Nguyen T., Foray P., Flavigny E., 2007) ou Plaxis 2D avec une homogénéisation des sols. Le module de la colonne a été pris égal à 60 MPa et le module de sol a également été calé pour obtenir l'ordre de grandeur des tassements de la méthode pressiométrique.

4. Exemple d'ouvrages sensibles aux tassements

4.1. Exemple d'ouvrage sur un sol légèrement organique (MO < 5 %) : Bâtiment collectif "La Petite Venise" à Hochfelden (67)

Le projet consiste à construire un bâtiment collectif de 3 étages. Les colonnes ballastées, d'un diamètre variable en fonction de la compacité du sol (0,60 à 0,75 m), ont été disposées sous les semelles isolées et filantes. Sur le site de Hochfelden, il a été mis en évidence un sol vasard et des sables et graviers argileux légèrement organiques baignant dans une nappe située à - 1,60 m de profondeur.

Les pertes au feu ont révélé 3 à 5 % de matière organique.

Tableau n° 1 : Données géotechniques du site de Hochfelden (67)

Sol	Profondeur	E_M	P_l	Coefficient rhéologique α
Remblai sablo-graveleux	0 à 2,20 m	7,1 MPa	0,82 MPa	1/2
Sables vasards légèrement organiques	2,20 m à 3,30 m	1,7 MPa	0,31 MPa	1/2
Sables et graviers argileux légèrement organiques	3,30 m à 4,60 m	4,5 MPa	0,51 MPa	1/2
Marne argileuse compacte	> 4,60 m	44,9 MPa	2,78 MPa	2/3

Les colonnes ballastées, d'une capacité portante de 260 kN aux ELS, ont été arrêtées dans les marnes compactes à 5 m de profondeur.

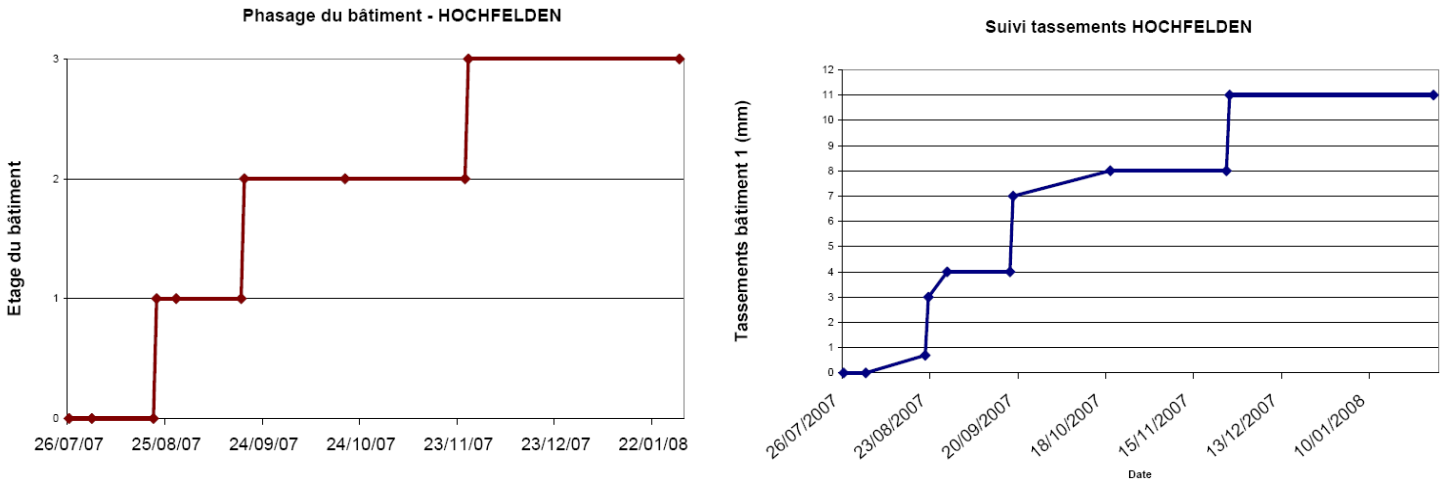


Figure n° 1 : Phasage des travaux et résultats des suivis de tassements

Tableau n° 2 : Résultats des calculs de tassements

Type de semelle	Charge ELS	Espacement entre colonnes	Méthode de Priebe (GRETA)	Méthode RFG n° 111	PLAXIS 3D (expansion de colonne. 5%)	Moyenne des tassements mesurés
Semelle filante 0,8 m de large	14 t/ml	1,8 m	9 mm	10 mm	11 mm	11 mm
Semelle filante 0,8 m de large	18 t/ml	1,4 m	10 mm	11 mm	15 mm	11 mm

Les tassements mesurés de la figure n° 1 mettent clairement en évidence une stabilisation rapide de l'ouvrage quelques semaines après chaque application de la charge.

L'ordre de grandeur des tassements en fin de construction a été correctement estimé par les 3 méthodes.

La méthode figurant dans les recommandations sur les colonnes ballastées a cependant tendance, dans ce cas, à sous-estimer les tassements puisque le calcul du tassement sans colonne par le DTU 13.12 ne tient pas compte de l'influence d'une couche molle intercalée entre deux couches plus consistantes. En appliquant la correction évoquée dans l'ouvrage Fondations et ouvrages en terre de G. Philipponnat et B. Hubert, les tassements figurant dans le tableau n° 2 ont été majorés de 5 mm.

4.2 Exemple de colonnes flottantes : Lycée Ferdinand Buisson à Voiron (38)

Dans le cadre de ce projet de bâtiment R+1, des limons bruns mous (q_C 0,5 à 1 MPa) ont été rencontrés jusqu'à 9 m de profondeur, avec une nappe située à - 1,60 m/T.N. Compte tenu des charges du projet, les colonnes ballastées de diamètre 0,80 m ont pu être arrêtées à 7 m de profondeur et sont donc considérées comme flottantes (voir figure n° 2).

La capacité portante maximum de la colonne a été estimée à 240 kN aux ELS et validée par un essai de chargement. La contrainte de la semelle a été fixée à 150 kPa aux ELS, pour limiter les tassements.

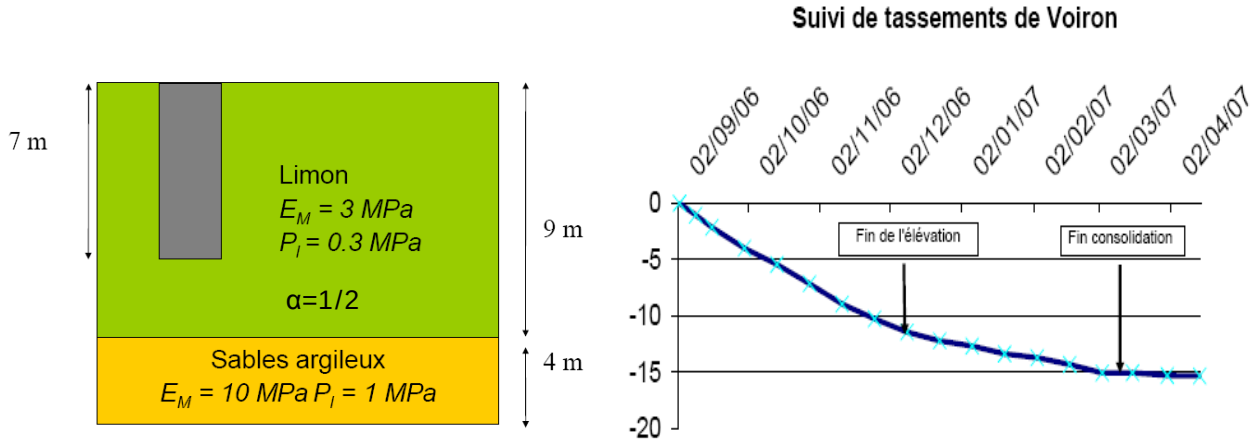


Figure n° 2 : Hypothèses de sol et résultats des suivis

Tableau n° 3 : comparaison des tassements calculés et mesurés de l'ouvrage

Type de semelle (chargée à 150 kPa)	Charge ELS	Nombre de colonnes	Méthode de Priebe (GRETA)	Méthode RFG n° 111	PLAXIS 3D (expansion de la col. 5%)	Moyenne des tassements mesurés
Semelle isolée 2,4 m x 2,4 m	860 kN	4	20 mm	21 mm	16 mm	15 mm
Semelle isolée 1,9 m x 1,9 m	540 kN	3	18 mm	18 mm	18 mm	15 mm

La méthode de Priebe 2002 permet de calculer les tassements des colonnes flottantes en additionnant le tassement sur la hauteur, en pied et en-dessous de la colonne.

Dans notre cas, le critère de fin de calcul de tassement $\Delta q(z)/\sigma o'(z) < 10\%$ a été atteint avant la base de la colonne et aucun tassement en pied et en-dessous de la colonne n'a été calculé.

Par contre, dans le cas de couche profonde les tassements de semelles isolées sont à majorer par un tassement complémentaire en profondeur lié à l'interférence entre semelles. Pour la plupart des bâtiments à étages, il est possible de considérer une surcharge uniformément répartie obtenue par le poids total de l'ouvrage divisé par sa surface à partir de 5 à 7 m de profondeur selon la distance des semelles. Dans notre cas, le tassement obtenu de la couche située entre 7 et 9 m sous la surcharge uniformément répartie de 22 kN/m² du bâtiment est de 7 mm. Cette valeur a été additionnée aux valeurs de tassement calculées par la méthode Priebe et par les recommandations sur les colonnes ballastées (RFG n° 111) du tableau n° 3.

Le suivi de tassements a pu être poursuivi plusieurs mois après la fin de l'ouvrage, et une parfaite stabilisation des tassements a pu être constatée 3 mois après la fin du gros-œuvre, avec 15 mm de tassement, conformes aux prévisions.

4.3 Exemple avec des P_l de 0,1 MPa : Résidence l'Albatros à Marly (57)

Le projet se compose de bâtiments de logements de type R+3 sur un sol très hétérogène comportant des poches très molles (pression limite de 0,10 et 0,14 MPa). La nappe a été rencontrée vers 4,50 m/T.N.

Tableau n° 4 : Données géotechniques du site de Marly (57)

Sol	Profondeur	E_M	P_l	Coefficient rhéologique α
Sable limoneux noirâtre	0 à 6 m	4,7 MPa	0,32 MPa (0,10 à 0,54)	0,50
Argile (sur une moitié de bâtiment)	6 à 8 m	4,6 MPa	0,30 MPa (0,14 à 0,50)	0,67
Marnes	> 8 m	27,8 MPa	2,45 MPa	0,67

Les colonnes ballastées, de 0,70 m de diamètre moyen et d'une capacité portante de 230 kN, ont été descendues jusqu'aux marnes, entre 6 et 8 m de profondeur. Elles sont disposées uniquement sous les fondations.

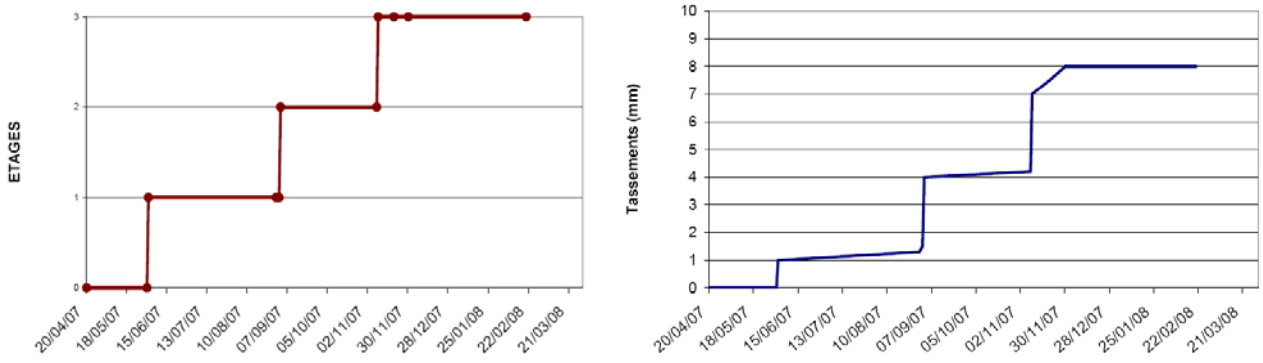


Figure n° 3 : Suivis de tassements

Tableau n° 5 : Résultats des calculs de tassements

Type de semelle (contrainte ELS 250 kPa)	Charge ELS	Entraxe de colonne	Méthode de Priebe (GRETA)	Méthode RFG n° 111	PLAXIS 3D (expansion de la col. 5%)	Moyenne des tassements mesurés
Semelle filante 0,6 m de large	11 t/ml	1,50 m	8 mm	3 mm	12 mm	8 mm
Semelle filante 0,9 m de large	22 t/ml	1,05 m	14 mm	7 mm	13 mm	8 mm

L'hétérogénéité dans le sol, due à une forte variation de l'épaisseur et de la compacité du sol, provoque des tassements différentiels qui ont été fortement réduits par les colonnes ballastées. Ces tassements différentiels ont été estimés à un demi-centimètre et validés par les mesures.

4.4 Exemple de semelle chargée à 400 t : Bât. IKEA à St Martin d'Hères (38)

Le bâtiment, caractérisé par une structure de type poteau-poutre, comporte un parking en rez-de-chaussée et deux niveaux (zones de réserves et de vente).

Les caractéristiques géotechniques du site, récapitulées dans le tableau n° 6, ne correspondent qu'à une partie du projet.

Tableau n° 6 : Données géotechniques du site de St Martin d'Hères (38)

Sol	Profondeur	q_C	E_M	P_l	Coefficient rhéologique α
Sables et graviers	0 à 1 m	10 MPa	40,0 MPa	1,60 MPa	0,33
Limon	1 à 5 m	1 MPa	2,5 MPa	0,33 MPa	0,50
Sables et graviers	> 5 m	20 MPa	30,0 MPa	1,80 MPa	0,33

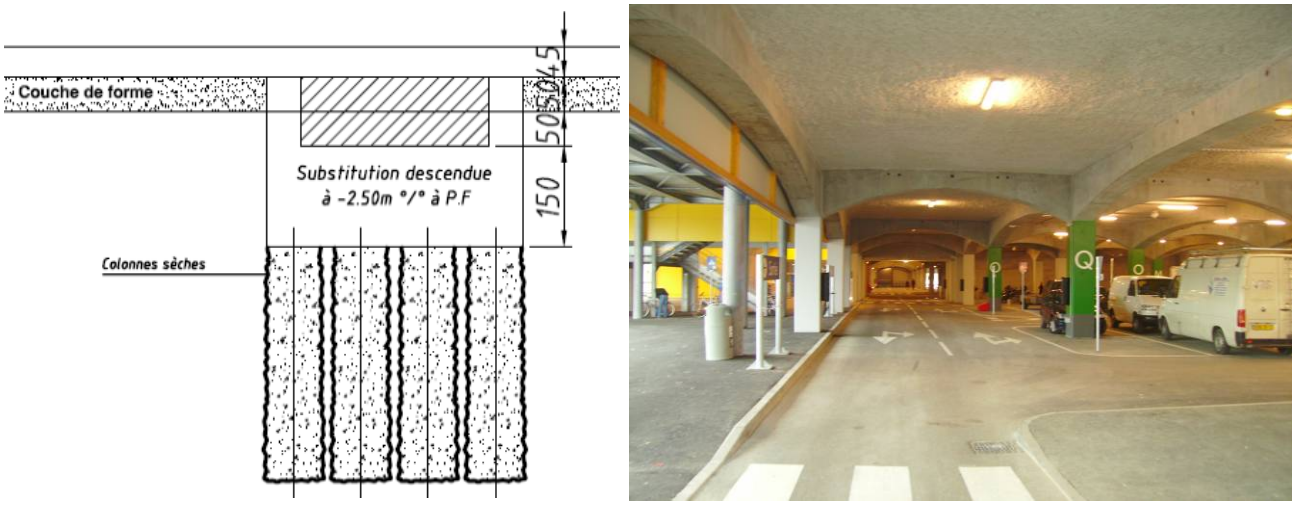


Figure n° 4 : Disposition des colonnes sous les poteaux

Pour atteindre une portance de 0,5 MPa aux ELS, le matelas de 1,50 m de sables et graviers a été compacté par la technique d'Induction® (procédé Keller). Cette technique utilise une méthodologie et un vibreur spécifiques pour atteindre des modules de compressibilités très élevés. Les essais pressiométriques de contrôle ont donné dans le matelas des valeurs de E_M.= 40 MPa.

Les résultats des calculs de tassements dans le tableau n° 7 montrent que les tassements ont été surestimés par les 3 méthodes. Pour le calcul selon la méthode des recommandations sur les colonnes ballastées, la semelle a été considérée à la base du matelas avec des dimensions de 4,90 x 4,90 m tenant compte d'un angle de diffusion de 1H/2V. À ce tassement il a été rajouté les tassements du matelas intercalaire, soit 3 mm. L'écart important entre les tassements calculés et mesurés indique qu'un matelas intercalaire fortement compacté a un effet très bénéfique sur la réduction des tassements.

Tableau n° 7 : Résultats des calculs de tassements

Type de semelle (0,5 MPa aux ELS)	Charge ELS	Nombre de colonnes	Méthode de Priebe (GRETA)	Méthode RFG n° 111	PLAXIS 2D	Moyenne des tassements mesurés
Semelle isolée 3,40 m x 3,40 m	4000 KN	16	12 mm	9 mm	18 mm	2 mm

5. Conclusion

Cette communication a pour but de rappeler les principaux aspects de la colonne ballastée qui permettent de mieux comprendre le comportement d'une semelle sur sol renforcé.

Les colonnes ballastées doivent impérativement être réalisées avec du matériel spécifique selon la norme des procédés de vibration profonde, en refoulant du ballast selon les variations de compacité du sol et suffisamment pour modifier l'état de contrainte initial. Si l'on intègre le phasage des travaux et la consolidation accélérée du sol par les colonnes, il apparaît très vite que la capacité portante du sol renforcé par colonnes ballastées est très sécuritaire. L'estimation du nombre de colonnes doit par contre obligatoirement suivre des méthodes de dimensionnement reconnues.

Les résultats des mesures de tassements présentés dans cet article montrent une bonne adéquation entre les valeurs calculées et les mesures. Les valeurs obtenues à partir des éléments finis sont très satisfaisants lorsqu'on connaît la difficulté de prendre en compte la phase de mise en place de la colonne ballastée et le peu de connaissance sur la modification de l'état de contrainte du sol engendrée par l'insertion de la colonne.

6. Références

Priebe H.J. (2002) Méthode de dimensionnement des colonnes ballastées flottantes dans les sols très mous, justification de la sécurité à la rupture circulaire ou au grand glissement

Nguyen T., Foray P., Flavigny E. (2007) Prise en compte de l'effet de la mise en place dans la modélisation numérique en 3D des colonnes ballastées dans l'argile molle. 18ème Congrès Français de Mécanique, Grenoble 27-31 août 2007

EFFETS DE COMPOSES CHIMIQUES SUR LE TRAITEMENT DES SOLS A LA CHAUX ET/OU AU LIANT HYDRAULIQUE

EFFECTS OF DELETERIOUS CHEMICAL COMPOUNDS ON SOIL STABILISATION

Tangi LE BORGNE[1,2], Olivier CUISINIER[1], Dimitri DENEELE[1], Farimah MASROURI[2]
1 Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Nantes, France
2 Laboratoire Environnement, Géomécanique & Ouvrages, Nancy-Université, France

RÉSUMÉ –Cette étude cherche à déterminer si certains composés chimiques employés à des concentrations rencontrées dans certains sols français peuvent être considérés comme perturbateurs de prise lors du traitement des sols. Les résultats montrent que certains composés peuvent diminuer l'efficacité d'un traitement mais sans rendre le sol inapte au traitement. L'effet de chaque composé dépend à la fois de sa concentration mais aussi du type de liant.

ABSTRACT – A study was undertaken in order to determine the potential detrimental effect of several chemical compounds on soil stabilisation. The results showed that these compounds can alter the efficiency of a soil treatment, the remaining usable for earth-works. It appeared that the effect of each chemical compound is a function of the soil nature, the type of binder and of the chemical compound concentration.

1. Introduction

L'évolution actuelle du contexte socio-économique dans le domaine des ouvrages en terre (terrassements) est marquée par la nécessité de réutiliser au maximum les matériaux situés dans l'emprise des projets, même ceux dont les caractéristiques de mise en œuvre, notamment mécaniques, sont très faibles. Il est cependant possible d'améliorer ces matériaux par un traitement à la chaux et/ou au liant hydraulique. Dans certains cas, ce type de traitement est inefficace en raison de la présence dans le sol d'éléments perturbateurs. Cependant, il existe très peu d'études sur les composés chimiques susceptibles de nuire au traitement des sols, de nombreux éléments étant pourtant mentionnés comme perturbateurs dans le guide pour le traitement des sols (LCPC-SETRA, 2000). Ce sont surtout des anions tels que les sulfates, les phosphates, les chlorures ou encore les nitrates, bien que leurs effets n'ont pas fait l'objet d'étude systématique. Dans la littérature, il existe surtout des études montrant que les sulfates ont une action négative sur les sols traités (Mitchell 1986, Hunter 1988, Wild 1999). En dehors d'une identification précise de ces perturbateurs, il convient d'aborder la notion de seuil ou niveau de concentration à partir duquel le soufre peut avoir un impact significatif sur le traitement. Sherwood (1962) note que la résistance à la compression simple n'est pas affectée par la présence, dans un sable, de sulfate (concentrations comprises entre 0,25% et 3 %), alors que dans un sol contenant des particules argileuses, une faible concentration en sulfate (0,2%) peut entraîner une baisse des résistances de l'ordre de 50%. Guichard (2006) a évalué, en outre, l'impact des nitrates et des chlorures sur la stabilisation des sols, et a montré que les nitrates et les chlorures n'avaient pas d'effet significatif sur le comportement du sol traité. Enfin, la plupart des travaux existants sur les perturbateurs de prise ont été réalisés sur des sols naturels. Cependant, un sol naturel peut contenir plusieurs éléments perturbateurs. Travailler sur un tel sol cause des difficultés pour faire ressortir l'action d'un élément particulier, et donc de déterminer les causes exactes de la

perturbation (Cabane et al. 2005). Dans ce contexte, cette étude a pour buts d'identifier de manière objective les éléments perturbateurs de la prise et leur seuil d'influence. Pour se faire, une procédure originale, transposée d'études écotoxicologiques a été mise en œuvre. Plutôt qu'utiliser un sol contenant les éléments perturbateurs, un sol naturel apte au traitement a été mélangé avec un seul composé chimique à la fois à une concentration donnée. L'impact de cet ajout en termes de performance mécanique puis d'aptitude au traitement a été évalué. Nous avons ainsi étudié les effets, sur sol limoneux, de quatre composés chimiques souvent rencontrés dans les sols : le sulfate de calcium, le chlorure de sodium, le phosphate de potassium et le nitrate d'ammonium.

2. Caractéristiques du sol, des perturbateurs et des liants employés

Le sol sélectionné pour cette étude est un limon prélevé à Magny le Hongre (Est de Paris). Les analyses chimiques ont confirmé que le sol ne contient aucun composé chimique supposé perturbateur. Ce sol est classé A2 selon le guide des terrassements routiers avec un indice de plasticité de 15,7 %. Les caractéristiques de compactage ont été déterminées par l'essai Proctor Normal, avec une teneur en eau optimale de 15,5 % pour une masse volumique sèche de 1,80 $Mg.m^{-3}$. Pour les perturbateurs, il est important que les concentrations retenues soient représentatives de concentrations rencontrées naturellement dans les sols. Elles ont été sélectionnées à l'aide des bases de données de l'Institut National de Recherche en Agriculture sur la composition des sols en France (Tableau 2). Deux concentrations ont été choisies pour chaque élément : la première correspond à la valeur moyenne retrouvée dans les sols français, la seconde, correspond à une valeur élevée retrouvée dans certains sols français. Le traitement le plus souvent usité pour utiliser les limons en couche de forme est un traitement mixte à la chaux et au liant hydraulique. Le dosage choisi pour l'étude, classique pour ce type de limon, est de 1,5 % de chaux vive et 6 % de liant hydraulique. La chaux vive utilisée possède un taux de chaux libre très important (91 %). Deux liants hydrauliques ont été considérés. Pour minimiser l'interaction entre les composés chimiques ajoutés et les constituants secondaires, les deux liants possèdent peu de ces derniers. Le premier liant est un ciment à base de clinker (CEM I 52,5 N), il contient plus de 95 % de clinker. Le deuxième liant (CEM II 32,5 R) contient moins de clinker (70 %) et un filler calcaire comme constituant secondaire.

3. Procédure pour ajouter les composés chimiques au sol

La procédure mise en œuvre pour mélanger le composé chimique avec le sol provient de pratiques écotoxicologiques. Cette procédure favorise une répartition homogène du composé chimique dans le sol, et son utilisation est répandue pour évaluer les effets néfastes de contaminants contenus dans le sol sur des espèces animales ou végétales (Ribera 1999). La mise en œuvre de cette procédure dans le cadre de cette étude induit cinq étapes de préparation :

1. le composé chimique sélectionné est dissout dans de l'eau distillée ;
2. la solution et le sol sont mélangés grâce à un malaxeur à couteaux ;
3. une période de quinze jours est requise pour atteindre l'équilibre ;
4. le sol est re-mélangé et la teneur en eau du mélange est déterminée ;
5. le sol est humidifié à la teneur en eau voulue pour la compaction.

4. Essais mécaniques mis en œuvre

Les guides techniques français pour le traitement des sols recommandent plusieurs essais afin de déterminer l'aptitude ou non d'un sol vis-à-vis d'un traitement à la chaux et/ou au liant hydraulique. Deux de ces essais ont été retenus pour cette étude : le test d'aptitude au traitement et la résistance à la compression simple.

Quel que soit l'essai considéré ou la nature du perturbateur, toutes les éprouvettes de sol ont été confectionnées par compactage statique avec un objectif de 98,5 % de la densité obtenue à l'optimum Proctor Normal. Les références de compactage de tous les échantillons ont donc été une masse volumique sèche maximale de 1,64 $Mg.m^{-3}$ avec une teneur en eau optimale de 20 %.

4.1. Test d'aptitude

Cet essai consiste à accélérer la prise hydraulique grâce à une immersion des échantillons dans un bain à 40°C durant 7 jours. On mesure ensuite le gonflement volumique et la résistance à la traction sur ces échantillons de Ø 50 mm et 50 mm de hauteur (NF P 94-100). Les critères d'aptitude sont donnés dans le Tableau 3.

Tableau 1. Critères pour déterminer l'aptitude d'un sol au traitement (LCPC-SETRA, 2000)

Gonflement volumique Gv (%)	Résistance par fendage Rtb (MPa)	Aptitude au traitement
≤ 5	≥ 0,2	Apte
5 ≤ Gv ≤ 10	0,1 ≤ Gv ≤ 0,2	Douteux
≥ 10	≤ 0,1	Inapte

4.2. Résistance à la compression simple

La résistance à la compression simple est mesurée sur les échantillons cylindriques de 50 mm de diamètre et 100 mm de hauteur. Les échantillons sont conservés de deux manières différentes après compactage. Certains échantillons sont gardés à teneur en eau constante à 20°C. Dans ce cas, les résistances à la compression simple sont déterminées à différents temps de cure (3 h, 1, 7, 28, 60, et 90 jours). Ces essais permettent d'évaluer l'impact éventuel de chaque composé chimique sur la prise. D'autres échantillons sont conservés à teneur en eau constante à 20°C pendant 28 jours, puis immergés dans un bain thermostaté à 20°C pendant 32 jours. À l'issue de la période de conservation, la résistance à la compression simple est déterminée (NF P 94-077). Lorsque cet essai est utilisé, le critère d'évaluation de l'aptitude du sol au traitement est le rapport (Ri) entre la résistance à la compression simple mesurée sur les échantillons immergés et celle mesurée sur les échantillons non immergés à 60 jours de cure. Ce rapport doit être supérieur à 0,6 pour valider l'aptitude (LCPC-SETRA, 2000).

5. Résultats expérimentaux

5.1. Limon sans ajout

Les valeurs moyennes obtenues lors de l'essai d'aptitude pour le limon sans ajout sont données dans le Tableau 4. Le gonflement volumique est limité pour les deux traitements : 0,6 % avec le CEM I et 0,5 % avec le CEM II. Les mesures de résistance à la compression simple pour les deux traitements pour le limon non perturbé sont données

dans la figure 1. La résistance à la compression simple est plus faible dans le cas du traitement au CEM II. L'écart type pour les mesures de résistance à la compression simple à 28 jours a été déterminé à 0,3 MPa.

Tableau 2. Résultats de l'essai d'aptitude pour le limon sans ajout

Liants hydrauliques	Gonflement volumique Gv (%)	Résistance par fendage Rtb (MPa)
CEM I	0,6	0,511
CEM II	0,5	0,439

5.2. Limon mélangé avec du sulfate (sulfate de calcium, $CaSO_4, 2H_20$)

Les concentrations et les résultats de l'essai d'aptitude pour le mélange limon + sulfate sont donnés dans le Tableau 5. Les caractéristiques du sol ne sont pas significativement modifiées pour la faible concentration en sulfates. En revanche, l'ajout de sulfate à forte concentration entraîne une augmentation du gonflement volumique. L'influence du type de liant sur le résultat apparaît aussi clairement. Dans le cas du traitement au CEM II, le gonflement volumique important rend le sol inapte au traitement. Cependant dans le cas du CEM I, bien que le gonflement volumique soit plus important que dans le cas du limon seul le mélange reste apte au traitement. On remarque qu'il n'y a aucune influence significative du sulfate sur la résistance à la compression simple du limon dans le cas d'un traitement au CEM I (figure 1). Dans le cas du traitement au CEM II, la résistance à la compression simple du mélange du limon et du sulfate à dosage important est plus faible que pour le limon pur traité au CEM II.

Tableau 3. Résultats de l'essai d'aptitude pour le mélange limon + sulfate

Liants hydrauliques	Concentration de sulfate (g/masse sèche)	Gonflement volumique Gv (%)	Résistance par fendage Rtb (MPa)	Aptitude au traitement
CEM I	0,62	0,52	0,674	apte
		0,46	0,546	
		0,49	0,602	
	6,2	3,55	0,550	apte
		3,63	0,721	
		3,13	-	
CEM II	0,62	0,26	0,566	apte
		0,27	0,594	
		0,41	0,437	
	6,2	18,88	0,377	inapte
		11,92	0,316	
		13,56	0,364	

Les rapports Ri sont satisfaisants pour le traitement au CEM I (faible / fort dosage : 0,86 /: 0,82). Le gonflement volumique est faible pour le mélange à faible teneur (0,11%) alors qu'il est plus important pour le mélange à plus forte teneur (1,52%). Les rapports Ri sont également satisfaisants quand le CEM II est utilisé (faible / fort dosage : 0,86 / 0,93). Comme pour le traitement au CEM I, le gonflement volumique est faible pour le faible dosage en sulfate (0,19%), et plus important quand le dosage en sulfate est fort (2,11%). Pour les dosages en sulfate choisis pour l'étude, on remarque que le sulfate n'a pas for-

cement un effet délétère sur le traitement. L'impact du sulfate dépend de sa concentration dans le sol mais aussi du liant employé.

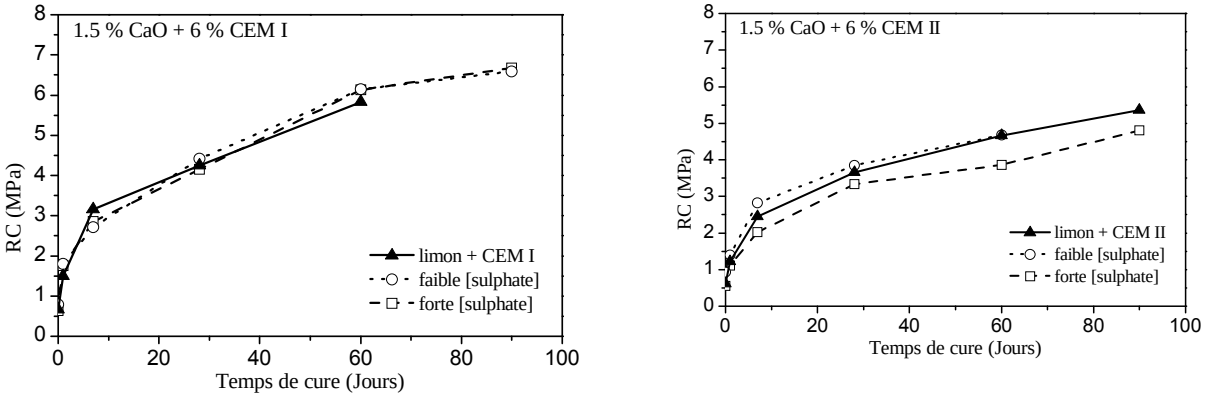


Figure 1. Résistance à la compression simple du mélange limon + sulfate

5.3. Limon mélangé avec du nitrate (nitrate d'ammonium, NH_4NO_3)

Tableau 4. Résultats de l'essai d'aptitude pour le mélange limon + nitrate

Liants hydrauliques	concentration	Gonflement volumique Gv (%)	Résistance par fendage Rtb (MPa)	Aptitude au traitement
CEM I	0,16	0,12	0,514	Apte
		0,29	0,483	
		0,27	0,480	
	1,5	0,25	0,597	Apte
		0,57	0,560	
		0,28	0,582	
CEM II	0,16	0,22	0,590	Apte
		0,30	0,517	
		0,34	0,406	
	1,5	0,31	0,496	Apte
		0,19	0,483	
		0,28	0,318	

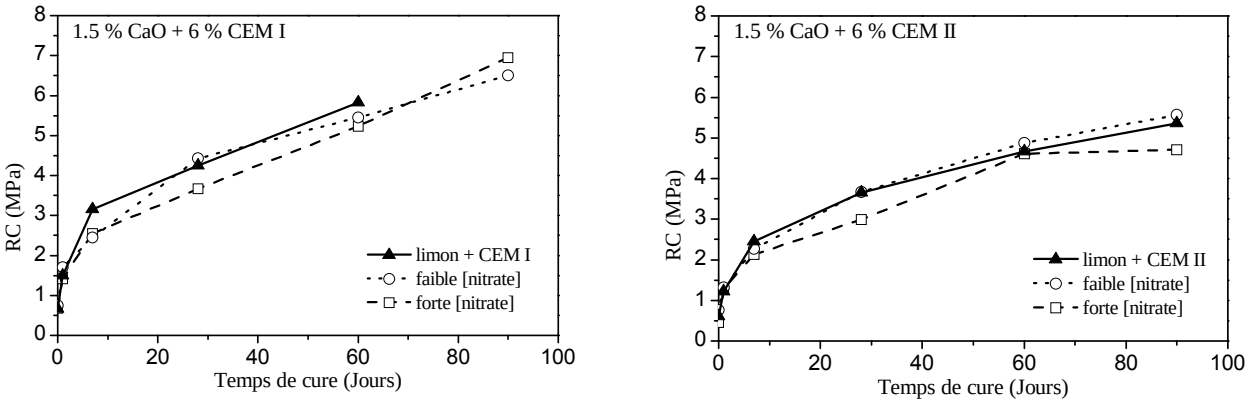


Figure 2. Résistance à la compression simple du mélange limon + nitrate

La présence de nitrate dans le limon n'altère pas significativement les résultats de l'essai d'aptitude au traitement du limon (tableau 6). Les gonflements volumiques sont voisins de ceux obtenus sur le limon seul. Les résultats de résistance à la compression

simple sont donnés dans la figure 2. Pour les deux traitements, les résultats obtenus sur le mélange limon et nitrate à dosage fort sont légèrement plus faibles que pour le limon pur. Les rapports Ri sont satisfaisants pour le traitement au CEM I (faible dosage : 0,87). Les rapports Ri sont également satisfaisants pour le traitement au CEM II (faible dosage : 0,71 ; fort dosage : 0,71). Les gonflements volumiques sont faibles pour les deux traitements. Les nitrates diminuent légèrement les caractéristiques mécaniques des sols traités quand la teneur en cet élément est forte.

5.4. Limon mélangé avec du phosphate (phosphate de potassium, KPO_4)

Tableau 5. Résultats de l'essai d'aptitude pour le mélange limon + phosphate

Liants hydrauliques	concentration	Gonflement volumique Gv (%)	Résistance par fendage Rtb (MPa)	Aptitude au traitement
CEM I	0,29	0,55	0,668	Apte
		0,31	0,620	
		0,51	0,390	
	0,85	0,10	0,631	Apte
		0,06	0,487	
		0,11	0,434	
CEM II	0,29	0,05	0,278	Apte
		0,19	0,333	
		0,18	0,471	
	0,85	0,07	0,400	Apte
		0,24	0,311	
		0,04	0,356	

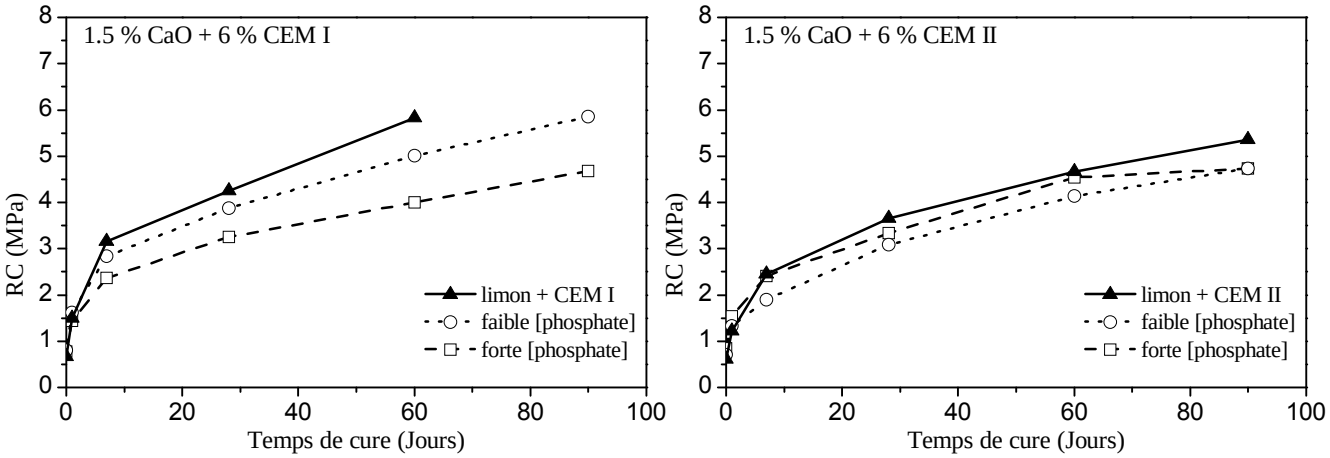


Figure 3. Résistance à la compression simple du mélange limon + phosphate.

Les résultats du test d'aptitude du sol contenant du phosphate sont donnés dans le tableau 7. Le gonflement volumique, comme les mesures de Rtb, ne sont pas affectées par l'ajout de phosphate. La seule différence avec le limon pur est que les mesures de Rtb sont plus faibles dans le cas du traitement au CEM II. Les résultats de résistance à la compression simple pour le limon traité au CEM I sont donnés par la Figure 3. Les résistances à la compression simple diminuent quand la concentration en phosphate augmente. Dans le cas du traitement au CEM II, les résistances à la compression simple sont légèrement plus faibles que dans le cas du limon pur.

Les rapports Ri sont satisfaisants pour le traitement au CEM I (faible dosage : 0,73, fort dosage : 0,86) et pour le traitement au CEM II (faible dosage : 0,82, fort dosage : 0,88). Le gonflement volumique pour les deux traitements est faible.

Il apparaît que le phosphate diminue l'efficacité du traitement. Mais le limon mélangé au phosphate reste toujours apte au traitement selon les normes françaises.

5.5. Limon mélangé avec du chlorure (chlorure de sodium, NaCl)

Les résultats du test d'aptitude du limon mélangé avec des chlorures sont donnés dans le Tableau 8. Le comportement du limon traité n'est pas modifié par les chlorures. Les résultats de résistance à la compression simple pour le mélange limon et chlorure sont donnés dans la figure 4. Dans ce cas, il n'y a pas d'influences significatives des chlorures sur le traitement.

Tableau 6. Résultats de l'essai d'aptitude pour le mélange limon + chlorure

Liants hydrauliques	concentration	Gonflement volumique Gv (%)	Résistance par fendage Rtb (MPa)	Aptitude au traitement
CEM I	0,06	0,32	0,465	apte
		0,03	0,670	
		0,34	0,651	
	1,2	0,40	0,681	apte
		0,29	0,387	
		0,38		
CEM II	0,06	0,11	0,533	apte
		0,06	0,497	
		0,10	0,445	
	1,2	0,12	0,487	apte
		0,16	0,436	
		0,11	0,421	

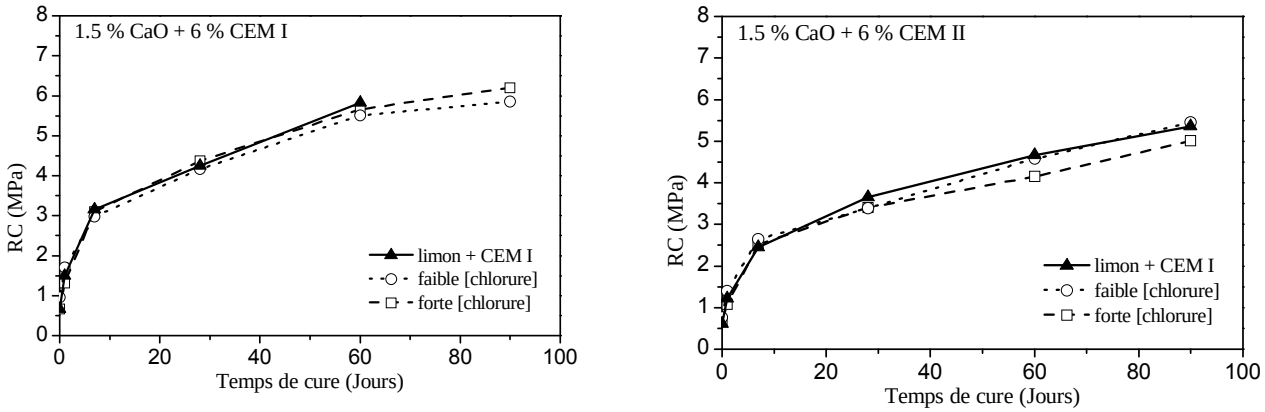


Figure 4. Résistance à la compression simple du mélange + chlorure

Les rapports Ri sont satisfaisants pour le traitement au CEM I (faible dosage : 0,90) et pour le traitement au CEM II (faible dosage : 0,81, fort dosage : 0,92). Les gonflements volumiques sont très faibles pour les deux traitements. Aux concentrations choisies dans l'étude, il semble que le chlorure ne soit pas un élément perturbateur du traitement des sols.

6. Conclusions et Discussion

Le premier objectif de l'étude était de préciser de manière objective l'impact potentiel des éléments chimiques étudiés sur le traitement du limon, ces éléments étant mentionnés comme perturbateurs dans le guide du traitement des sols (LCPC-SETRA, 2000). Ainsi, aucun essai ne met en évidence une influence du chlorure sur le traitement du limon. Par contre, il apparaît que les fertilisants (phosphate et nitrate) peuvent altérer les effets d'un traitement, et entraîner une baisse des caractéristiques mécaniques du limon. Enfin, comme il est décrit dans la littérature (Mitchell, 1986), nous confirmons que les sulfates peuvent provoquer un gonflement volumique, associé à une baisse des performances mécaniques, et donc un échec du traitement sous certaines conditions.

Il est intéressant de noter que même si les composés considérés ont un effet négatif sur le rendement mécanique d'un traitement, ils n'entrainent pas systématiquement son échec, et ainsi n'excluent pas l'utilisation du sol pour des travaux de terrassements. Le cas du soufre est à ce titre très instructif. En effet, pour la concentration maximale considérée, l'emploi du CEM II conduit à un échec du traitement (Tableau 5) alors que l'emploi du CEM I permet la réussite du traitement. Il apparaît ainsi clairement que le type de liant utilisé est déterminant dans le succès ou l'échec d'un traitement. Il est donc difficile, dans un cas général, de déterminer si un élément est perturbateur ou non du traitement des sols en se basant uniquement sur sa nature et sa concentration dans le sol. Les résultats de cette étude montrent qu'il est indispensable de prendre en compte la nature du sol, la nature des liants, et enfin l'élément chimique et sa concentration pour toute évaluation de l'aptitude au traitement. Il est donc difficile de mettre en évidence un seuil d'influence unique pour les composés étudiés.

7. Remerciements

Cette étude a été réalisée dans le cadre de la thèse de doctorat du premier auteur, en convention CIFRE par le Syndicat Professionnel des Terrassiers de France.

8. Références

Cabane, N., Nectoux, P., Gaudon, P., Fouletier, M. (2005). Contribution to study of sulphur damages on traited soils. Proceedings of 2nd International Symposium of treatment and recycling of materials for transport infrastructure, Paris. 182 p.

Guichard, C. (2006). Eléments perturbateurs de la prise dans les sols traités aux liants hydrauliques : définition, détection, seuils et remèdes. Master of sciences, INSA Strasbourg.

Hunter, D., (1988). Lime induced heave in sulphate bearing clay soils. *Journal of geotechnical engineering*, 114 : 150-167.

LCPC – SETRA. (2000). Soil treatment with lime and/or hydraulic binders. Technical guide. ISSN: 1151-1516. 240 p.

Mitchell, J.K. (1986). Practical problems from surprising soil behavior. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 112: 259-289.

Ribera, D., Saint Denis, M. (1999). The worm *Eisenia fetida*: interests and perspectives in terrestrial ecotoxicology. Bull Soc. Zool. Fr., 124(4): 411-420.

Sherwood, P.T. (1962). Effect of sulphate on cement and sulphate treated soils. Highways Res. Board Bul. 353, 98-107.

Wild, S., Kinuthia, J.M., Jones, G.I., Higgins, D.D. (1999). Suppression of swelling associated with ettringite formation in lime stabilized bearing clay soils by partial substitution of lime with ground granulated blastfurnace slag. *Eng. Geol*. 51, 257–277.

PREFACE / ***PREFACE***

Les Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur, organisées sous l'égide des Comités Français de Géologie de l'Ingénieur et de l'Environnement (CFGI), de Mécanique des Roches (CFMR) et Mécanique des Sols et de Géotechnique (CFMS), sont bisannuelles. Elles furent organisées à Nancy en 2002, à Lille en 2004 puis à Lyon en 2006.

Nantes accueille en 2008 les 4èmes JNGG au travers d'une organisation regroupant le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) et l'Institut de Recherche en Génie Civil et Mécanique (GeM), membres du Pôle de Compétitivité Génie Civil Ouest (PGCO), et dans le cadre de l'année internationale de la Planète Terre de l'UNESCO, qui célèbre ainsi les Géosciences au service de l'Humanité. A cette occasion, des conférences grand public sont adossées aux JNGG le mardi 17 juin 2008, sur le thème « Au cœur de la Planète Terre : de Jules Verne aux techniques géologiques du futur ».

Les JNGG permettent de faire un point sur l'avancement des connaissances dans les domaines de la Mécanique des Roches, de la Mécanique des Sols, de la Géotechnique et de la Géologie de l'Ingénieur, cette année autour du thème de *l'insertion des grands ouvrages dans leur environnement*. Il s'agit d'un enjeu important pour les géotechniciens et géologues du XXIème siècle, par exemple en termes de préservation des sites, ou d'effet des changements climatiques sur ces ouvrages de réutilisation des matériaux. Les techniques innovantes de conception ou de réalisation des différents types d'ouvrages doivent permettre de mieux assurer leur insertion dans un cadre de développement durable.

Les 97 communications scientifiques et techniques ont été soumises à une double expertise ; elles sont regroupées selon les thématiques suivantes :

- Amélioration et renforcement des sols et des roches

The National Conference on Geotechnics and Engineering Geology; organized under the auspices of the French Committees of Engineering Geology and Environment (CFGI), of Rock Mechanics (CFMR) and of Soil Mechanics and Geotechnics (CFMS), is a biennal meeting. Previous events were held in Nancy (2002), in Lille (2004) and in Lyon (2006).

The 4th National Conference on Geotechnics and Engineering Geology is held in Nantes within the framework of a joint organizing committee comprising the French Public Works Laboratory (LCPC) and the Research Institute in Civil and Mechanical Engineering (GeM), both members of the French Western Civil Engineering Competitive Cluster (PGCO). This event takes place within the context of the UNESCO International Year of Planet Earth to celebrate the benefits of Geoscience for humanity. On that occasion, public conferences, focused on the subject "In the heart of Planet Earth: from Jules Verne to the geological techniques for the future", are proposed one day before the beginning of the conference (June 17, 2008).

The National Conference on Geotechnics and Engineering Geology allows for the review of fundamental and state-of-the-art developments in the fields of rock and soil mechanics, geotechnics and engineering geology, centered, in the year 2008, on "the insertion of large civil engineering structures in the environment". It is a major issue for geotechnical and geological scientists of the XXIst century where, for instance, conservation of natural sites, climate change effects on structures or material recycling, are concerned. The innovating technologies for the design and construction of all kind of structures must aim for their erection within the context of sustainable development.

The 97 contributed scientific and technological papers presented during this event have been accepted after

- Ouvrages en terre, fondations, soutènements
- Ouvrages souterrains, stockages, mines et carrières
- Ouvrages en site maritime ou fluvial, environnement
- Moyens d'essai exceptionnels, caractérisation géologique et géotechnique des terrains
- Incertitudes, risques naturels et anthropiques, dans la conception des ouvrages
- Ouvrages en site sismique, sollicitations cycliques et dynamiques.

En parallèle aux sessions de présentation des communications et des conférences spéciales, une exposition a été mise en place afin de permettre à des partenaires privés et publics de présenter leurs activités.

Un concours de prévision des *déplacements et des tractions dans les armatures d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé et comparaison avec un remblai technique*, est également organisé (par le LCPC et la SNCF) à cette occasion, mais les résultats ne sont pas inclus dans ces actes.

Plusieurs prix sont officiellement décernés à l'occasion des JNGG : le prix Jean Kérisel du CFMS, le prix Jean Goguel du CFGI et le prix spécial Mécanique des Roches du CFMR ainsi que le prix de la meilleure communication des journées.

La synthèse du concours de prévision, ainsi qu'une sélection des communications, paraîtront sous un format étendu dans la Revue Française de Géotechnique.

double in-depth review and are correspondingly divided into the following sections:

- *Soil and rock reinforcement and improvement*
- *Earth structures, foundations, retaining structures*
- *Underground works, storage, mines and quarries*
- *Structures in marine or fluvial environments, environment*
- *Exceptional test equipment, geological and geotechnical soil characterization*
- *Consideration of uncertainty, risk, and natural or anthropic hazard in the design of structures*
- *Structures erected on seismic sites, cyclic and dynamic loading*

At the time than the different workshop sessions and specialized conferences, an exhibition is also arranged for public and private partners to present their activities.

A competition for the forecast of "displacements and tensions along reinforcing strips of a reinforced earth retaining wall and comparison with a classical railway embankment" is organized in partnership with the LCPC and the SNCF, the French railway company. Results, however, are not included in these proceedings.

Several prizes are granted on that occasion: The CFMS Jean Kérisel Prize, the CFGI Jean Goguel Prize and CFMR Rock Mechanics Special Prize coupled with reward for the best paper of the National Conference on Geotechnics and Engineering Geology.

Complete forecasting competition detailed results and a selection of the most relevant papers will form the subject of a separate, subsequent publication in the Revue Française de Géotechnique.

Luc THOREL, Abdul-Hamid SOUBRA, Christophe DANO,
Pierre-Yves HICHER, Jacques GARNIER, Yvon RIOU

REMERCIEMENTS

Les organisateurs tiennent à remercier toutes les personnes et tous les partenaires qui ont contribué au succès de cette manifestation :

- En premier lieu le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) et l'Institut de Recherche en Génie Civil et Mécanique (GeM) qui, sous l'impulsion du Comité de Pilotage, ont mobilisé les ressources nécessaires à l'organisation de ces journées, et ce depuis presque deux années ;

- L'Ecole Centrale de Nantes qui a mis à disposition les moyens humains et matériels nécessaires pour accueillir ces journées sur son campus;

- L'Université de Nantes (UFR Sciences et IUT du site de Saint-Nazaire) pour son soutien.

A la date à laquelle nous mettons sous presse, nous remercions :

- les collectivités locales qui nous ont apporté leur soutien : Nantes Métropole, le Conseil Général de Loire Atlantique, la Région des Pays de la Loire ;

- les partenaires privés et publics qui ont permis la mise en place d'une exposition : Terrasol, Keller Fondations Spéciales, Arcelor, Itech, TPGEO, URETEK France, Sols Mesures, Fordia-Europe, Inclusol, le Pôle de Compétitivité Génie Civil Ouest (PGCO), Sedidrill matériel, ….

Enfin, sous la houlette du Comité Scientifique et de son Président, les communications publiées dans ces actes ont été expertisées chacune par deux relecteurs, dont la liste est reproduite ci-après. Qu'elles et ils en soient vivement remerciés.

Le Comité d'Organisation

Résumé

Les communications rassemblées dans ce volume constituent les actes des Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur, organisées à Nantes du 18 au 20 juin 2008. Bisannuelles, les JNGG permettent de faire un point sur l'avancement des connaissances dans les domaines de la Mécanique des Roches, de la Mécanique des Sols, de la Géotechnique et de la Géologie de l'Ingénieur.
L'insertion des grands ouvrages dans leur environnement constitue un enjeu important pour les géotechniciens et géologues du XXI^{ème} siècle, par exemple en termes de préservation des sites, ou d'effet des changements climatiques sur ces ouvrages de réutilisation des matériaux. Les techniques innovantes de conception ou de réalisation des différents types d'ouvrages doivent permettre de mieux assurer leur insertion dans un cadre de développement durable. Les différentes contributions ont été regroupées selon les thématiques suivantes :

- Amélioration et renforcement des sols et des roches
- Ouvrages en terre, fondations, soutènements
- Ouvrages souterrains, stockages, mines et carrières
- Ouvrages en site maritime ou fluvial, environnement
- Moyens d'essai exceptionnels, caractérisation géologique et géotechnique des terrains
- Incertitudes, risques naturels et anthropiques, dans la conception des ouvrages
- Ouvrages en site sismique, sollicitations cycliques et dynamiques.

Abstract

The present proceedings were established to publish research works presented at the 4th National Conference on Geotechnics and Engineering Geology held in Nantes, June 18-20, 2008, a biennal meeting, which allows for the review of fundamental and state-of-the-art developments in the fields of rock and soil mechanics, geotechnics and engineering geology.
The insertion of large civil engineering structures in the environment is a major issue for geotechnical and geological scientists of the XXIst century where, for instance, conservation of natural sites, climate change effects on structures or material recycling, are concerned. The innovating technologies for the design and construction of all kind of structures must aim for their erection within the context of sustainable development.
The contributed papers are correspondingly divided into the following sections:

- Soil and rock reinforcement and improvement
- Earth structures, foundations, retaining structures
- Underground works, storage, mines and quarries
- Structures in marine or fluvial environments, environment
- Exceptional test equipment, geological and geotechnical soil characterization
- Consideration of uncertainty, risk, and natural or anthropic hazard in the design of structures
- Structures erected on seismic sites, cyclic and dynamic loading