

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

AVEC LA PARTICIPATION DES COMITÉS FRANÇAIS DE
MÉCANIQUE DES SOLS
MÉCANIQUE DES ROCHES
GÉOLOGIE DE L'INGÉNIEUR

N° 137

38 €

4^e TRIMESTRE 2011

Presses Solel de l'école nationale des
Ponts et chaussées

Sommaire



REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE
N° 137
4^e trimestre 2011

**Renforcement d'un remblai par inclusions rigides :
approche expérimentale**

L. BRIANÇON, B. SIMON

3

**La Fondation Louis-Vuitton pour la création :
modélisations géotechniques croisées 2D et 3D,
et confrontation avec les auscultations**

A. BEAUSSIER, A. GUILLOUX, J. VERSCHUERE

15

**L'essai de chargement de pointe :
un moyen de caractérisation améliorée des sols**

H. ALI

31

Résumés de thèses

49

La *Revue française de géotechnique* est une publication scientifique trimestrielle parrainée par les Comités français de mécanique des sols, de mécanique des roches, et de géologie de l'ingénieur, qui publie des articles et des notes techniques relevant de ces domaines. Des discussions sur les travaux publiés dans la revue sont également les bienvenues.

La *Revue française de géotechnique* se consacre à l'étude pluridisciplinaire des interactions entre l'activité humaine et le terrain naturel. Elle est donc particulièrement concernée par tout ce qui se rapporte à l'intégration de l'homme dans son environnement, dans une perspective de développement durable, ce qui inclut la prise en compte des risques naturels et anthropiques, ainsi que la fiabilité, la sécurité et la durabilité des ouvrages. Le terrain naturel intervient dans de nombreuses constructions, soit parce qu'il les porte (fondations), les constitue (remblais routiers, barrages, barrières étanches de confinement de déchets, soutènements) ou les contient (ouvrages souterrains, tunnels) ; on y extrait également de nombreuses ressources pour la production d'énergie et de matériaux et on y stocke des déchets divers.

Les terrains naturels sont des milieux complexes, spécifiques et de caractéristiques variables dans l'espace et dans le temps, composés de solides et de fluides qui y circulent ou les imprègnent. L'identification de leurs propriétés, en termes de comportement mécanique et hydraulique, est coûteuse, et donc nécessairement incomplète et incertaine. Les problèmes posés sont variés, et leur résolution engage la responsabilité de l'ingénieur. On peut citer en particulier : la conception, la construction et la maintenance d'ouvrages bâtis sur, dans ou avec le terrain, dans des sites urbains ou extra-urbains ; la stabilité de sites naturels ou construits ; l'étude de la circulation et de la qualité de l'eau souterraine ; l'exploitation des ressources naturelles...

Les instructions aux auteurs sont publiées dans chaque numéro, disponibles sur demande, et accessibles sur le site Internet des trois comités (www.geotechnique.org).

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Directeur de publication : Bruno BIEDER

Rédacteur en chef : Philippe MESTAT (IFSTTAR)

Co-rédacteurs en chef : Denis FABRE (CNAM), Frédéric PELLET (INSA, Lyon)

Comité de lecture : Gabriel AUVINET (UNAM, Mexico), Roger COJEAN (École des mines de Paris), Alain GUILLOUX (Terrasol), D. JONGMANS (Université Joseph-Fourier, Grenoble), R. KASTNER (INSA, Lyon), A. PARRIAUX (École polytechnique fédérale de Lausanne, Suisse), A. POUYA (LCPC, Paris), C. SCHROEDER (Université de Liège), J.-P. TISOT (ENSG, Nancy), Pierre VEZOLE (Eiffage), Gérard VOUILLE (École des mines de Paris)

Revue trimestrielle

Abonnement 2011 (numéros 134-137) franco : 140 €

Prix au numéro franco : 38 € (valable également pour les numéros anciens)

La revue est expédiée par avion dans les D.O.M.-T.O.M. et à l'étranger.

Sommaires des numéros anciens sur demande.

Presses de l'École nationale des ponts et chaussées

15, rue de la Fontaine-au-Roi, 75127 Paris Cedex 11 – Tél. : 01 44 58 27 40

presses.ponts@mail.enpc.fr

Impression : Corlet, Imprimeur, S.A. 14110 Condé-sur-Noireau.

N° d'imprimeur : 146234. Dépôt légal : juin 2012

Renforcement d'un remblai par inclusions rigides : approche expérimentale

L. BRIANÇON

Conservatoire national
des arts et métiers
2, rue Conté
75141 Paris Cedex 03
laurent.briancon@cnam.fr

B. SIMON

Terrasol
Immeuble Central Seine
42-52, quai de la Rapée
CS 71230
75583 Paris Cedex 12
b.simon@terrasol.com

Résumé

Le projet national français ASIRI (Amélioration des Sols par Inclusions Rigides) a été initié pour améliorer les connaissances sur le renforcement des sols 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 constituée de quatre plots sous un remblai a été réalisée. Une instrumentation complète a été installée pour mesurer les variations de pression interstitielle dans le sol compressible, le transfert de charge vers les têtes d'inclusions, le tassement des inclusions rigides et du sol compressible, les déplacements latéraux en pied de talus du sol et des têtes d'inclusions et les déformations des nappes géosynthétiques. L'ensemble de ces mesures a permis d'acquérir des données expérimentales de tout premier ordre concernant le comportement des remblais sur inclusions rigides.

Mots-clés : inclusions rigides, remblais, géosynthétiques, instrumentation, renforcement.

Reinforcement of pile-supported embankment: experimental study

Abstract

The French national research project ASIRI was launched to improve the knowledge in this field and to draft a document constituting the Guide-lines relating to the set up and the design of embankments and pavements on ground reinforced by rigid piles. In this frame, a full-scale experimentation of embankment reinforced by geosynthetics and rigid piles over soft soil was carried out. Instrumentation was installed for monitoring the evolution of pore water pressure, load transfer toward piles, differential settlements between pile and surrounding soil, lateral displacements at the toe of the slope and geosynthetic strains. From the huge amount of monitoring data of this full-scale experiment, the behaviour of pile and geosynthetic has been studied.

Key words: rigid inclusions, embankment, geosynthetics, instrumentation, reinforcement.

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^a) : 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 ASIRI (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 dimensionnement et de mise en œuvre. 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 5 m de hauteur. Une instrumentation très complète a été mise en place, complétée par des essais de chargement sur inclusions rigides. L'ensemble des mesures a validé l'efficacité du renforcement et a permis d'identifier certains mécanismes de transfert de charge.

2

Site expérimental

2.1

Contexte

L'expérimentation en vraie grandeur de renforcement de remblais sur sol compressible par inclusions rigides a été conduite par la chaire de géotechnique du Cnam (Conservatoire national des arts et métiers) qui a coordonné les actions, assuré l'instrumentation et le suivi du chantier avec les partenaires du projet national ASIRI.

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-et-Marne en attente de l'aménagement de la liaison sud de Chelles.

2.2

Caractérisation du sol en place

Différents sondages ont été réalisés pour déterminer l'épaisseur de la couche compressible et la caractériser (Fig. 1) : huit essais pénétrométriques statiques (notés PS sur les figures) et deux sondages carottés (notés SC). Les échantillons prélevés dans ces deux sondages carottés ont été utilisés pour des essais de caractérisation et des essais de compressibilité. La campagne de reconnaissance menée sur le site a permis de définir la succession stratigraphique suivante :

- 1,5 m de remblai argileux ;
- 1 m d'argile beige verdâtre ;
- 3,5 m d'argile peu plastique plus ou moins sableuse ;
- entre 2 et 4,5 m d'argile peu plastique sableuse avec des passages d'argile raide ;
- marne et graviers compacts.

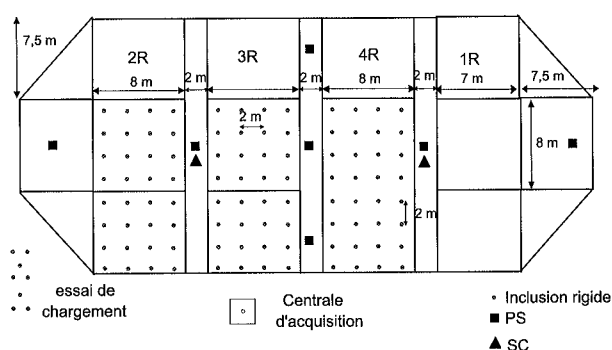


FIG. 1 Implantation des inclusions rigides et des sondages.

View of rigid inclusions and *in situ* tests.

Le sol en place est homogène, légèrement consolidé ($\sigma'_p - \sigma'_{v0}$ de l'ordre de 10 à 20 kPa) et présente une compressibilité moyenne, le paramètre $C_c/(1 + e_0)$ variant de 0,1 à 0,25. Des essais de laboratoire ont permis d'identifier une argile peu plastique plus ou moins sableuse. La position de la nappe a été contrôlée à l'aide d'un piézomètre ; son niveau supérieur se situe à - 2 m. L'épaisseur de la couche compressible, déduite des essais au pénétromètre statique, varie entre 8 et 10,5 m sous la zone expérimentale (Fig. 2).

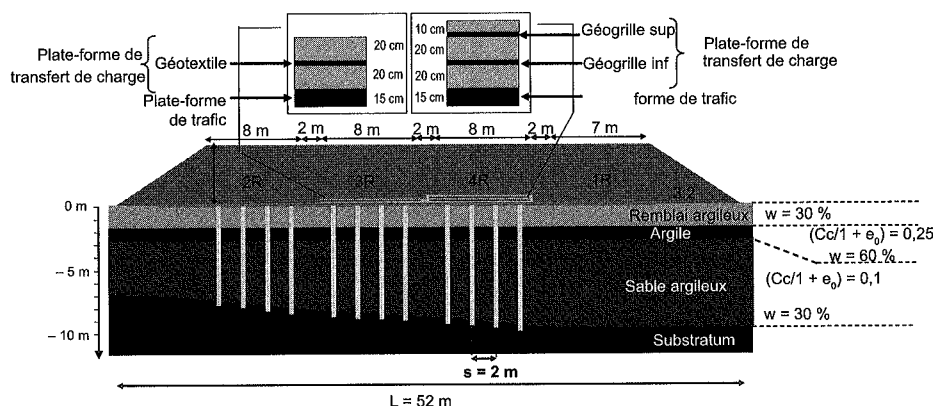


FIG. 2 Coupe géotechnique et caractéristiques géométriques.

Typical site cross-section and geometrical characteristics.

Les plots expérimentaux

3.1

Description des plots expérimentaux

Quatre remblais expérimentaux ont été mis en œuvre sur ce site (Fig. 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 plate-forme de transfert de charge granulaire renforcée par une nappe géotextile ;
- plot 4R renforcé par inclusions rigides et par une plate-forme de transfert de charge granulaire renforcée par deux géogrilles.

Chaque plot est constitué du corps du remblai de 64 m² de surface et de deux talus de pente 3H-2V. Les quatre plots sont alignés dans un axe nord-est – sud-ouest. Les plots sont distants de 2 m. Les plots 1R et 2R disposent d'un troisième talus dans l'axe nord-est – sud-ouest de pente 3H-2V. Seuls les talus nord-ouest des plots sont renforcés par inclusions rigides. Le corps du remblai et les talus nord-ouest sont instrumentés.

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 rigides, de 38 cm de diamètre, forment un maillage carré avec un taux de recouvrement de 2,8 %.

3.2

Réalisation

Après décapage de la couche végétale, une plate-forme de travail de 15 cm d'épaisseur, en grave roulée 0-70, a été mise en place sur la zone de circulation de la foreuse réalisant les inclusions rigides et sur le plot 1R. La société Keller a réalisé les inclusions rigides refoulantes de 38 cm de diamètre ; celles-ci ont été 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.

Une plate-forme de transfert de charge a été mise en œuvre sur les plots 3R et 4R. La plate-forme 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 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 de classification GTR A1-B5. 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 05/09/07 pour le plot 1R, le 12/09/07 pour le plot 4R et le 19/09/07 pour les plots 2R et 3R). Le poids volumique humide de 19 kN/m³ (pour une teneur

en eau moyenne de 27,6 %) a été déterminé *in situ* au gamma-densimètre.

4

Instrumentation

Plus de 70 capteurs ont été mis en place sur les quatre plots expérimentaux. Des capteurs de pression totale (notés CPTn sur les figures) positionnés au niveau des têtes d'inclusions, directement sur les inclusions et au droit du sol compressible, dans les inclusions rigides et au-dessus de la plate-forme de transfert de charge ont permis l'analyse des reports de charge. Le tassement du sol compressible a été suivi à l'aide de tassomètres magnétiques en forage (notés TMn) dans les plots 1R et 2R. Le tassement des têtes d'inclusions, du sol à la base du remblai et dans la plate-forme de transfert de charge des plots renforcés par géosynthétiques a été évalué à l'aide de capteurs de pression pour mesure de niveau (notés Tn). A la base du remblai, dans les plots renforcés, ces capteurs sont positionnés de telle sorte que l'on puisse mesurer le tassement différentiel sur la diagonale et sur un côté de la maille centrale. Deux capteurs de pression interstitielle (notés CPIn) suivent ses variations sous le remblai. En pied de talus, les déplacements latéraux ont été mesurés à l'aide de tubes inclinométriques verticaux (IV) et par des capteurs inclinométriques (I) insérés dans les inclusions rigides. La figure 3 illustre l'implantation de l'instrumentation disposée sous la plate-forme de transfert de charge du plot 3R.

Les déformations des divers géosynthétiques de renfort sont mesurées à l'aide de dispositifs à fibres optiques intégrées dans une bande de nappe géosynthétique. Cette technologie, le Geodetect, permet de mesurer avec une grande précision les déformations locales (Briançon *et al.*, 2004^b). Deux bandes ont été placées sous le géotextile du plot 3R (Fig. 4) au niveau de la maille centrale du corps du remblai ; une autre installée sous la géogrille inférieure et une dernière sous la géogrille supérieure du plot 4R (Fig. 4).

5

Mesures

5.1

Résultats du piézomètre et des CPI

Les deux capteurs de pression interstitielle situés à la même profondeur et dans les plots 1R et 2R donnent des résultats similaires en dehors de la phase de mise en place du remblai. Les valeurs de pression interstitielle ramenées en hauteur de nappe équivalente donnent des résultats proches de ceux mesurés par le piézomètre en dehors de la période de mise en œuvre du remblai (Fig. 5).

Lors de la mise en œuvre du remblai, on note une augmentation de la pression interstitielle, plus prononcée dans le plot non renforcé (1R). La surpression est rapidement dissipée dans les deux plots.

La bonne concordance entre les mesures effectuées par les deux capteurs de pression interstitielle et celles relevées sur le piézomètre valide la fiabilité de l'instrumentation et la qualité de sa mise en œuvre, délicate pour ce type de capteurs.

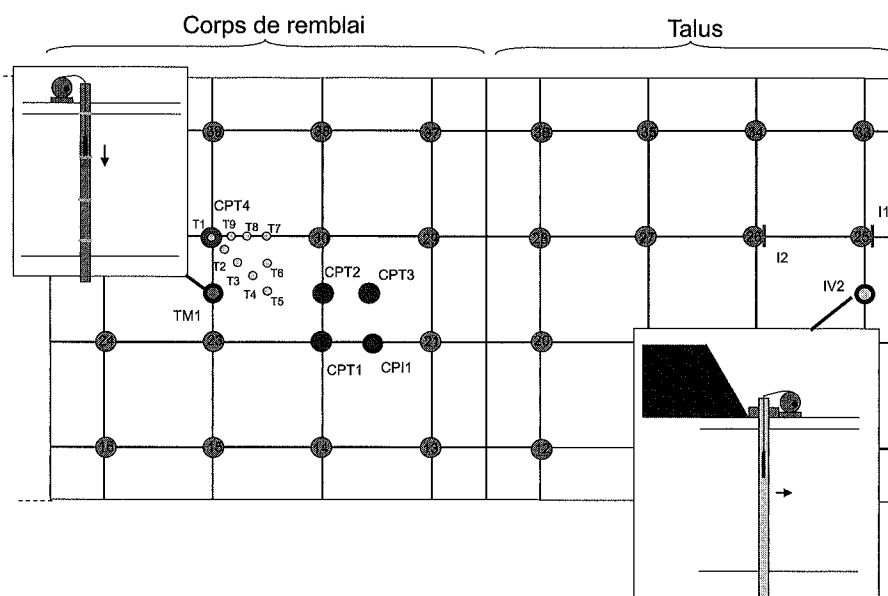


FIG. 3 Implantation des capteurs disposés sous la plate-forme de transfert de charge du plot 3R.
Instrumentation of section 3R under the load transfer platform.

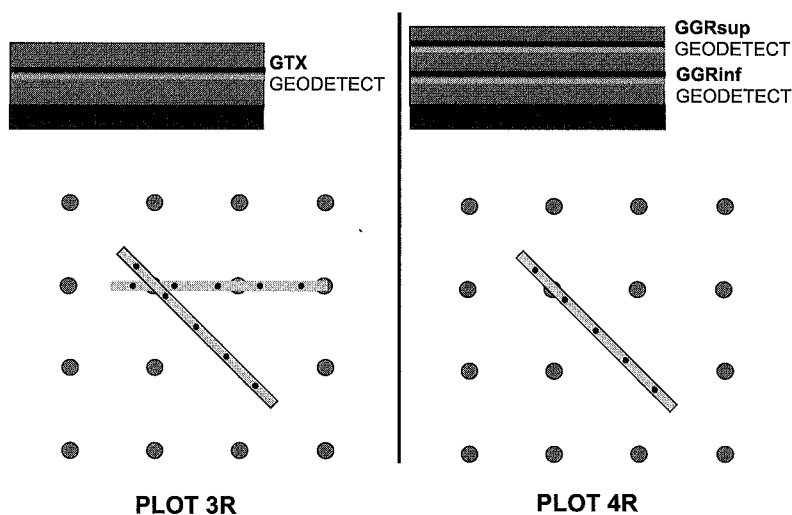


FIG. 4 Implantation des capteurs de déformation des nappes géosynthétiques.
Instrumentation of the geosynthetic sheet strain.

5.2

Transfert de charge et efficacité des inclusions

Le transfert de charge vers les têtes d'inclusions se fait essentiellement pendant la mise en œuvre du remblai puisque 97 % de la charge finale est appliquée sur les têtes en fin de construction. Les deux capteurs positionnés sur le sol à la base du remblai du plot 2R mesurent la même contrainte (Fig. 6). Au niveau de la tête d'inclusion, la contrainte mesurée, à savoir 590 kPa, est très inférieure à la valeur de 3 350 kPa, qui représenterait un report total de la charge de la maille

sur l'inclusion. Cette contrainte augmente rapidement avec la profondeur puisqu'elle atteint une valeur de 920 kPa à 50 cm de la tête des inclusions. Cette augmentation de contrainte dans l'inclusion est due au transfert de charge qui s'opère par frottement dans la couche superficielle (remblai argileux) ; les bonnes caractéristiques mécaniques de cette formation semblent permettre une bonne participation du sol support aux mécanismes de transfert de charge. Le faible report de charge sur les têtes d'inclusions peut s'expliquer quant à lui par l'absence de plate-forme de transfert de charge granulaire à la base du remblai.

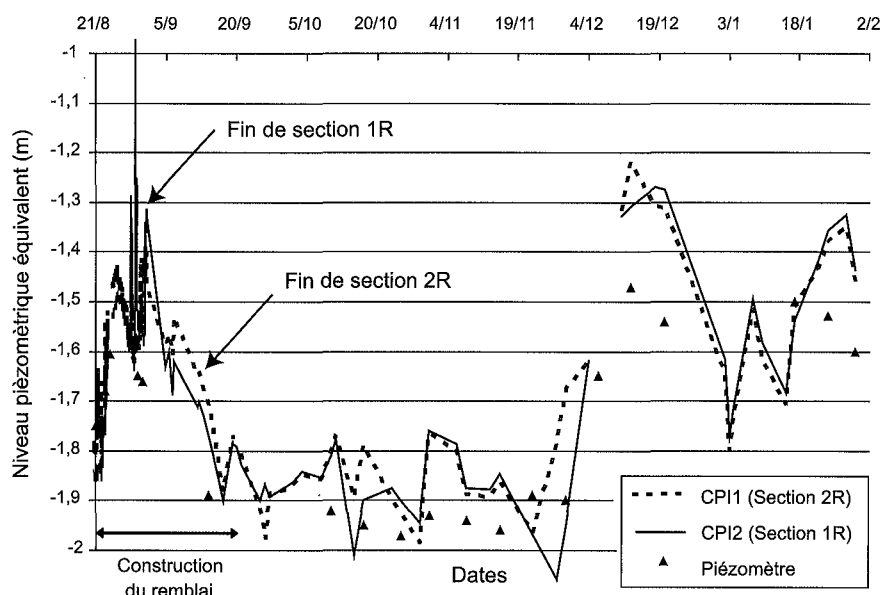


FIG. 5 Mesure du niveau piézométrique par différents moyens.
Measured variations of piezometric level in sections 1R, 2R and outside the embankment place.

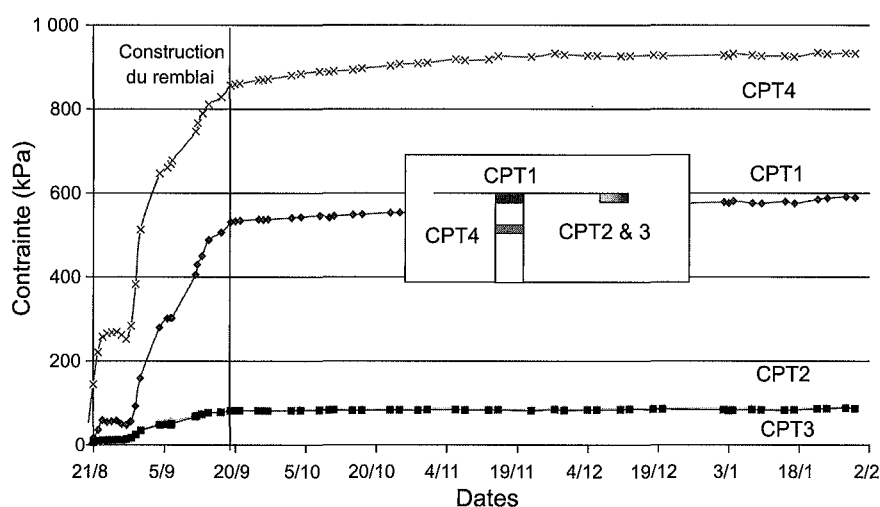


FIG. 6 Mesure du transfert de charge pour le plot 2R.
Load transfer in section 2R.

Le transfert de charge vers les têtes d'inclusions est en revanche significativement plus grand dans les plots disposant d'une plate-forme granulaire renforcée par des nappes géosynthétiques puisque la contrainte mesurée sur les têtes d'inclusions atteint des valeurs de l'ordre de 2 950 kPa dans le plot 3R (Fig. 7) et 2 480 kPa dans le plot 4R (Fig. 8). Pour ces deux plots, la contrainte mesurée sur le sol est négligeable. On note également que les plates-formes de transfert de charge se comportent différemment selon la nature du renforcement géosynthétique. En effet, la contrainte mesurée au droit des têtes d'inclusions au-dessus de la plate-forme de transfert de charge est plus grande dans le plot 3R ($\sigma_{\text{CPT9}} = 510$ kPa) que dans le plot 4R ($\sigma_{\text{CPT14}} = 130$ kPa). Il est à noter que la valeur mesurée à la base du remblai au droit des inclusions rigides dans le plot 3R ($\sigma_{\text{CPT9}} = 510$ kPa) est comparable à celle mesurée à la base du remblai au droit des inclusions rigides dans le plot 2R ($\sigma_{\text{CPT1}} = 590$ kPa). Dans le plot 3R, la contrainte directement mesurée sur les têtes d'inclusion atteint sa valeur maximale quelques jours après la

construction du remblai, puis se stabilise. Dans le plot 4R, il y a redistribution de la contrainte vers le sol puisque la contrainte mesurée par le capteur σ_{CPT10} décroît après avoir atteint sa valeur maximale.

L'efficacité du renforcement a été calculée pour les trois plots (Tableau I). Nous rappelons que l'efficacité E est définie comme le rapport entre la charge réellement appliquée sur une tête d'inclusion et la charge appliquée sur une maille. L'efficacité est maximale si toute la charge appliquée sur la maille est reprise sur la tête d'inclusion.

TABLEAU I Efficacité des renforcements.

Plot	2R	3R	4R
Efficacité	17,9 % (27,8 %) ¹	89,5 %	74,6 %
Taux de transfert de charge à la fin de la construction du remblai	90 % (92 %)	86 %	108 %

¹ Évaluée à 50 cm sous la tête de l'inclusion.

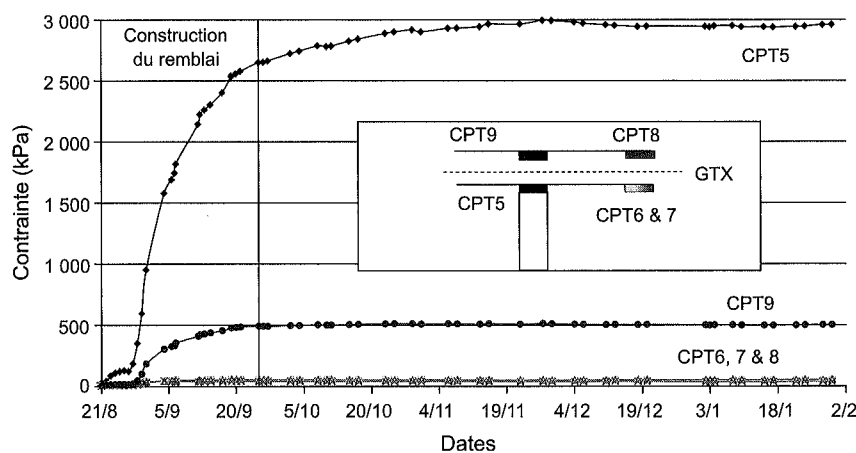


FIG. 7 Mesure du transfert de charge pour le plot 3R.
Load transfer in section 3R.

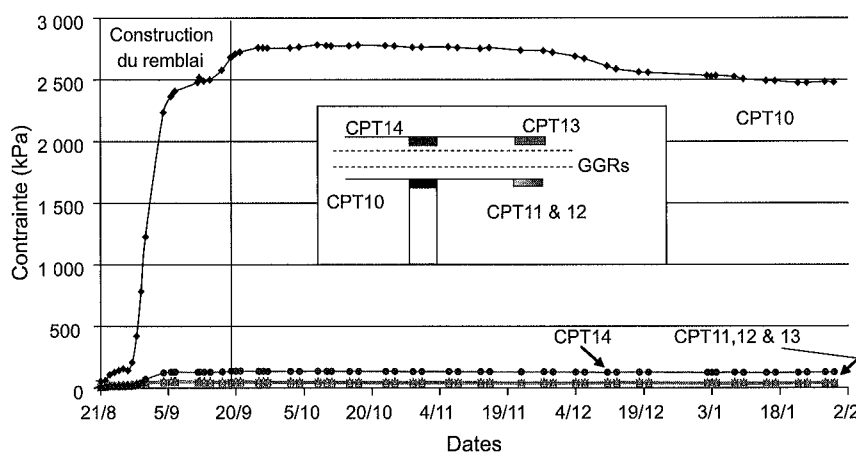


FIG. 8 Mesure du transfert de charge pour le plot 4R.
Load transfer in section 4R.

On peut d'ores et déjà remettre en question la pertinence du paramètre E pour évaluer l'efficacité de ces dispositifs. En effet, ce paramètre a été historiquement défini à la suite d'essais en laboratoire pour lesquels le sol sous-jacent n'était pas pris en compte (Hewlett et Randolph, 1988 ; Low *et al.*, 1994 ; Demerdash, 1996). Or s'il existe une couche de sol de bonne qualité en tête du profil permettant un transfert complémentaire de la charge, l'efficacité sera moindre mais le tassement différentiel sera diminué, ce qui *a priori* est le but recherché. Il est donc préférable d'évaluer l'efficacité en termes de tassement et non de report de charge mesuré sur les têtes d'inclusions. Le transfert de charge mesuré dans le plot 2R montre que le sol sous-jacent peut participer au transfert de charge par frottement. Il est important de considérer cette couche de sol dans le dimensionnement, car elle est souvent présente soit naturellement (remblai existant à la surface ou croûte superficielle surconsolidée), soit rapportée (plate-forme de trafic). Dans certains cas, la présence de dalles en béton coiffant les inclusions rigides peut avoir une influence défavorable sur les tassements puisqu'elle diminue ou supprime le frottement sol/inclusion dans la zone où il est le plus important. La présence de dalles peut donc

dans certains cas abaisser le point neutre et solliciter le sol compressible sur une plus grande profondeur. Un calcul simple permet de vérifier si les valeurs de la contrainte sur le sol respectivement mesurée ou calculée à partir de la contrainte mesurée en tête de l'inclusion rigide sont concordantes, si on suppose que la contrainte est uniforme sur le sol. Le tableau II présente cette vérification. Les résultats sont concordants pour le plot 2R. Pour les deux plots disposant d'une plate-forme granulaire, on peut expliquer les écarts par le compactage de la plate-forme au droit des capteurs qui peut fausser les mesures, la mesure de la contrainte verticale sur un sol compressible restant toutefois délicate.

TABLEAU II Vérification de la mesure de la contrainte sur le sol.

Plot	σ_{IR} mes (kPa)	σ_{sol} calc (kPa)	σ_{sol} mes (kPa)
2R	590	80	87
3R	2 950	13	50
4R	2 480	27	36

Tassement

5.3.1

Tassement du sol compressible

Les mesures du tassement, au niveau du terrain naturel, par les capteurs de pression de mesure de niveau de liquide et la première bague magnétique des deux tassomètres mettent en évidence une très bonne concordance des mesures (Fig. 9). Le plot non renforcé (1R) subit un tassement de 23 à 26 cm. Le tassement du plot renforcé (2R) 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.

5.3.2

Tassement au niveau des têtes d'inclusions

Les profils de tassement, mesurés à l'aide des capteurs de type (T) au niveau des têtes d'inclusions, sont représentés pour les trois plots à différentes dates (Fig. 10). On peut raisonnablement considérer que le remblai est en construction jusqu'à la date du 19 septembre 2008, même si le phasage de sa mise en œuvre n'a pas permis de rehausser tous les plots de manière simultanée.

Dans le plot 2R, le tassement de la tête d'inclusion est de l'ordre de 8 mm (Fig. 10). Le tassement du sol présente un profil très homogène jusqu'à 30 cm de la périphérie de l'inclusion. Dans cette zone proche de l'inclusion, il est difficile de définir le profil exact du tassement car il n'y a qu'un capteur positionné à 10 cm du fût de l'inclusion. Cependant, le tassement différentiel de deux capteurs consécutifs (Fig. 11, capteurs T3 et T2) met en évidence que le phénomène d'accrochage se développe de manière significative dans l'anneau de sol d'épaisseur 10 cm entourant l'inclusion.

Les profils de tassements sur la diagonale sont comparables à ceux mesurés sur le côté de la maille.

Les plots disposant d'une plate-forme granulaire (3R et 4R) présentent des profils de tassements un peu différents de ceux observés sur le plot 2R. Pour ces plots avec plate-forme, on observe un tassement des inclusions plus élevé (31 mm pour 3R et 28 mm pour 4R) en adéquation avec les niveaux de contrainte que celles-ci subissent. Dans les deux cas, le tassement mesuré à proximité de l'inclusion rigide est légèrement supérieur à celui mesuré par les capteurs plus éloignés. Le tassement différentiel entre le sol et les inclusions se produit pendant la mise en œuvre du remblai, pour se stabiliser par la suite (Fig. 12). Les plots renforcés réduisent nettement le tassement observé à partir du début de la construction du remblai (Tableau III) ou à partir de la fin de mise en œuvre du remblai (Tableau IV). La comparaison entre les tassements du plot 2R et ceux des plots 3R et 4R montre toute l'importance du rôle joué par une plate-forme de transfert de charge. La combinaison de cette plate-forme, qui transfère la charge vers les inclusions, et d'un faible ancrage de ces dernières permet d'obtenir un tassement différentiel moindre au niveau des têtes d'inclusions. Ce tassement différentiel est un paramètre dimensionnant, notamment lorsque le remblai est de faible épaisseur. Bien que l'efficacité E du plot 3R soit supérieure à celle du plot 4R, le tassement différentiel est plus faible dans le plot 4R. Cette observation confirme l'observation faite au paragraphe 5.2 sur le manque de pertinence du paramètre E. Le site expérimental présente un tassement après édification du remblai relativement faible ; il est donc nécessaire, lors du dimensionnement, d'imposer un critère de tassement « après mise en œuvre » afin de tirer bénéfice du renforcement. Le renforcement doit à la fois permettre d'obtenir un tassement maîtrisé et stabilisé à la fin de la mise en œuvre de l'ouvrage et être également suffisamment « souple » pour éviter des tassements différentiels trop importants au niveau des têtes d'inclusions.

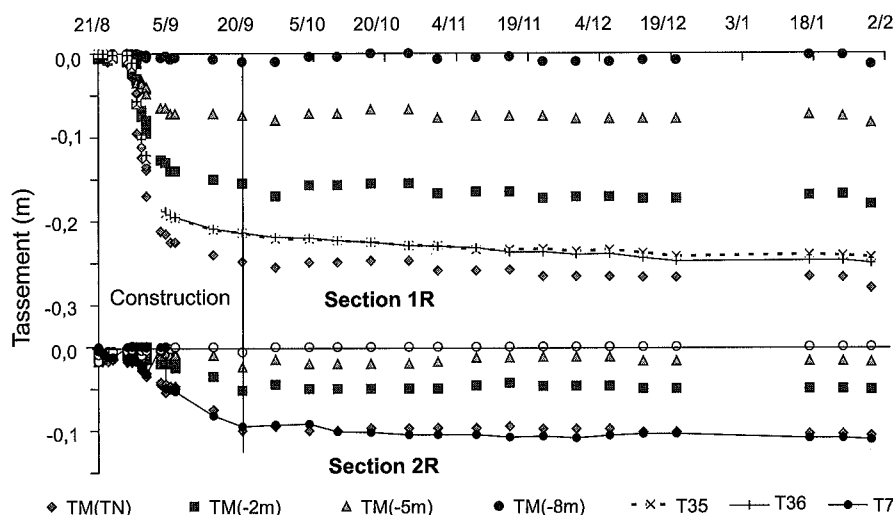


FIG. 9

Mesure du tassement du sol compressible pour les plots 1R et 2R.
Settlement of soft soil with depth for sections 1R and 2R.

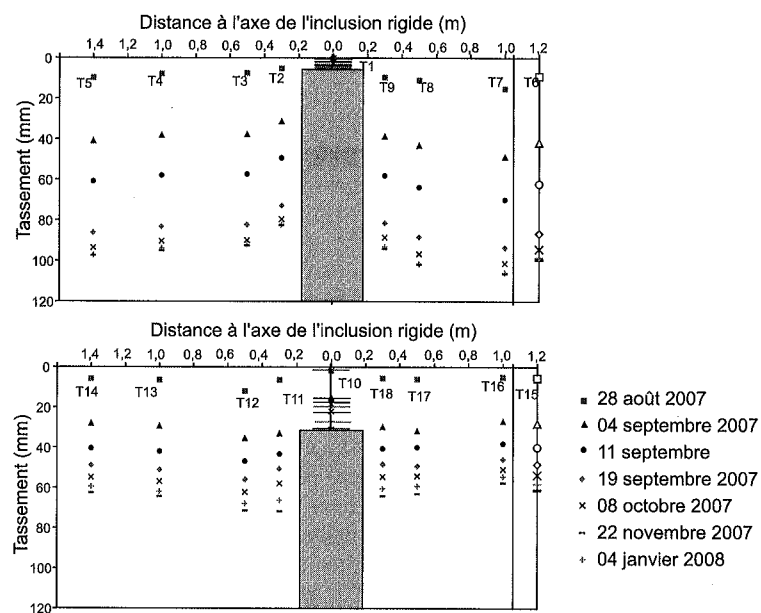


FIG. 10 Mesure du tassement au niveau des têtes d'inclusions pour les plots 2R, 3R et 4R.
Settlement at the pile level for sections 2R, 3R and 4R.

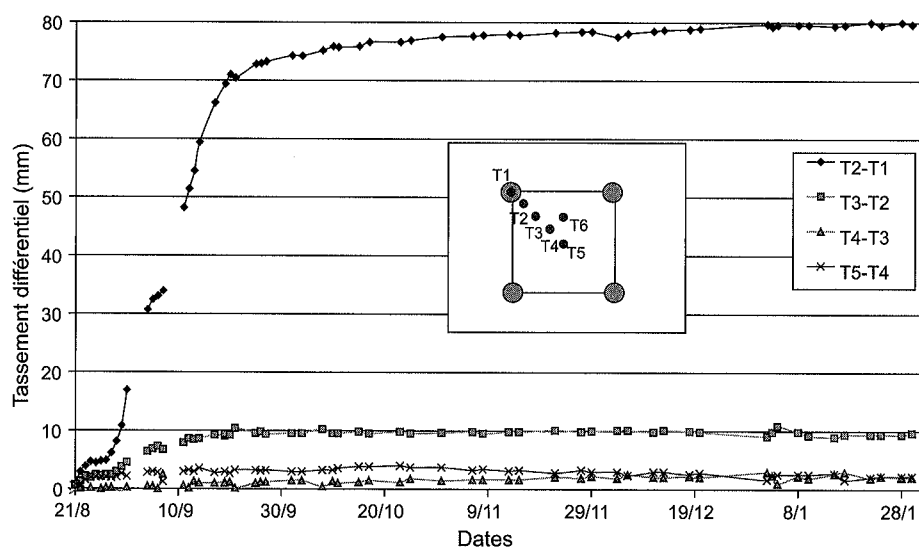


FIG. 11 Tassement différentiel pour le plot 2R.
Differential settlement in section 2R.

TABEAU III Tassement compté à partir du début de la construction du remblai.

Plot	1R	2R	3R	4R
Tassement du sol (mm)	260	105	71	64
Tassement différentiel sol/IR (mm)		97	41	37

TABEAU IV Tassement compté à partir de la fin de la mise en œuvre du remblai.

Plot	1R	2R	3R	4R
Tassement du sol (mm)	35	18	14	10
Tassement différentiel sol/IR (mm)		15	7	6

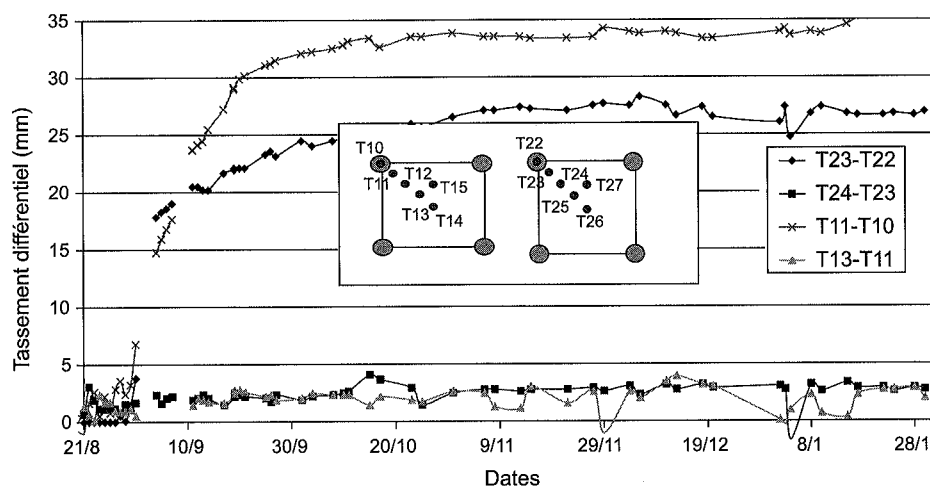


FIG. 12 Tassement différentiel pour les plots 3R et 4R.
Differential settlement in sections 3R and 4R.

5.4

Déformation des nappes géosynthétiques

La figure 13 rassemble les mesures de déformation de la nappe géotextile du plot 3R après la mise en œuvre de la plate-forme de transfert de charge et après la mise en œuvre du remblai. Ces mesures sont effectuées en cinq points sur la diagonale d'une maille (Fig. 13a) et sur le côté d'une maille (Fig. 13b). La symétrie des résultats tend à confirmer une bonne adéquation instrumentation-mesure. Des glissements entre la bande de Geodetect et la nappe géotextile demeurent néanmoins possibles, induisant une déformation éventuellement inférieure à la déformation réelle de la nappe.

On observe que la nappe de géotextile est très peu sollicitée lors du compactage de la plate-forme. A la suite de la mise en œuvre du remblai, celle-ci se déforme principalement au niveau des inclusions rigides, car beaucoup moins sollicitée au droit du sol compressible. Enfin, on note que les déformations sont plus importantes dans le sens des renforts, c'est-à-dire sur le côté de la maille.

La figure 14 présente les mesures de déformation observées sur les deux géogrilles du plot 4R après la mise en œuvre de la plate-forme de transfert de charge et après la mise en œuvre du remblai. Ces mesures sont effectuées en cinq points de la diagonale d'une maille de la géogrille inférieure (Fig. 14a) et supérieure (Fig. 14b). Comme pour le plot 3R, l'instrumentation se révèle bien adaptée à la mesure.

Les géogrilles semblent plus sensibles au compactage que le géotextile. La géogrille inférieure se déforme plus lors de la mise en œuvre de la plate-forme granulaire puisqu'elle subit plus de passes de compactage. Lors de la mise en œuvre du remblai, on constate que les géogrilles se déforment principalement à proximité des inclusions et qu'elles ne sont pas du tout sollicitées entre celles-ci.

La comparaison des mesures de déformation montrent que les nappes géosynthétiques n'ont pas le même comportement. La nappe géotextile travaille en « membrane » lors de la mise en œuvre du remblai et se déforme dans une zone plus large autour des inclusions rigides. Les géogrilles sont pré-tendues lors du

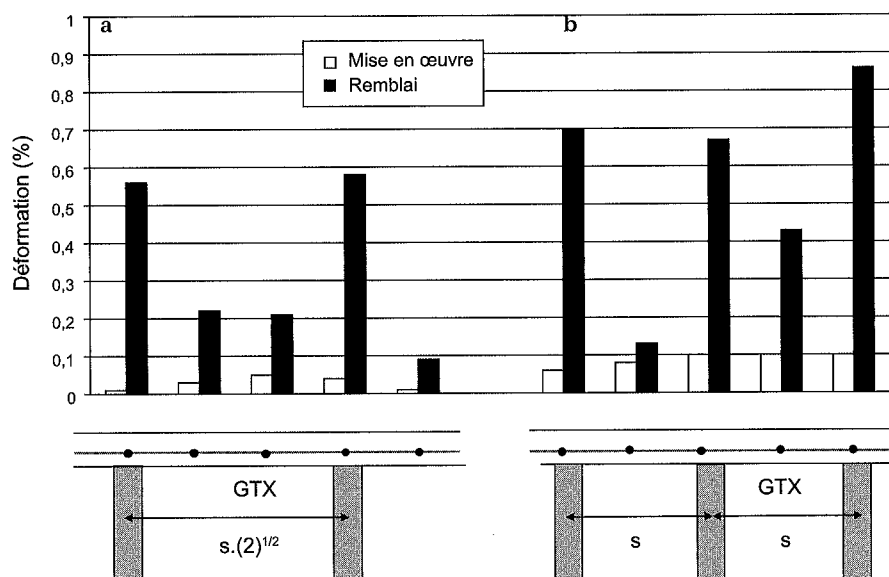


FIG. 13 Déformation du géotextile pour le plot 3R.
Geotextile strain in section 3R.

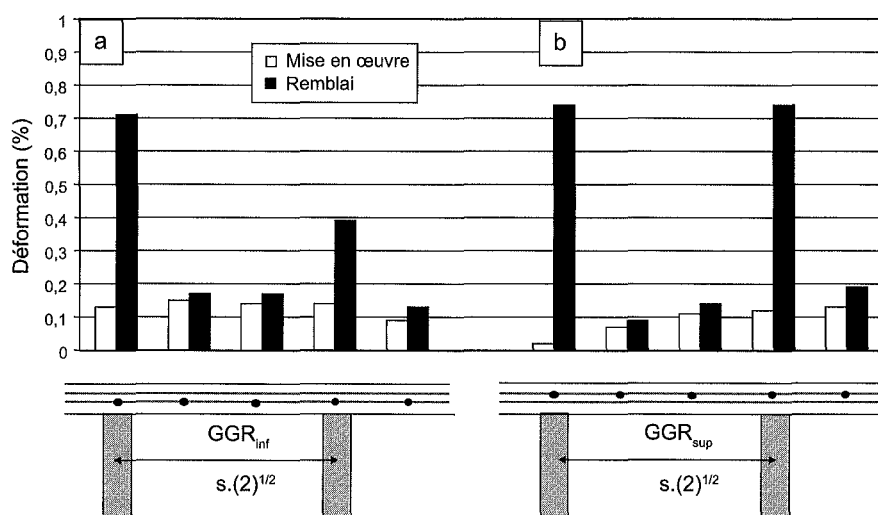


FIG. 14 Déformation des géogrilles pour le plot 4R.
Geogrids strain in section 4R.

compactage de sorte à former un complexe granulaire renforcé qui transfère la charge vers les têtes d'inclusions lors de la mise en œuvre du remblai. Là encore, les nappes travaillent principalement dans une zone plus large que les inclusions rigides.

5.5

Tassement dans les zones de recouvrement

L'écart de comportement entre nappes de géosynthétiques de nature différente est aussi mis en lumière par l'examen du tassement sous les zones de recouvrement (Fig. 15). Celui-ci, dans le cas des nappes de géotextiles, n'est affecté ni par le compactage ni par le remblaiement de sorte que le tassement est identique sous les zones de recouvrement et en partie courante des nappes. Ce n'est pas le cas pour les géogrilles, où on observe une augmentation de tassement sous les zones de recouvrement notamment lors de la phase de mise en œuvre. Le compactage de la plate-forme a, semble-t-il, « ouvert » les zones de recouvrement des nappes de géogrilles.

5.6

Déplacements latéraux en pied de talus et inclinaison des inclusions rigides

L'inclinaison mesurée en tête des inclusions rigides en pied de talus est quasiment nulle. Le déplacement latéral en pied de talus, mesuré sur le plot 1R, est de l'ordre de 30 mm. Ce déplacement est diminué de plus de moitié dans les plots renforcés. Ces valeurs étant relativement faibles, il est difficile d'attribuer une influence significative à l'interposition des nappes de géosynthétiques. Le rapport Γ entre le déplacement latéral maximal et le tassement total dans l'axe du remblai, calculé pour le plot non renforcé, est égal à 0,12 ; du même ordre de grandeur que les valeurs préconisées dans le fascicule 62-V du CCTG ($\Gamma = 0,16$ en pied de talus pour des pentes de talus entre 0,5 et 0,67).

On observe enfin que les déplacements latéraux sont maximaux dans la couche d'argile située à 1,5 m de profondeur, identifiée comme la plus compressible.

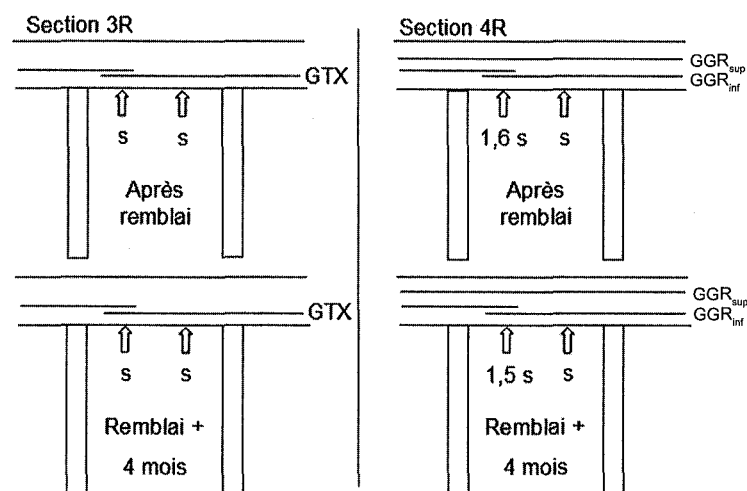


FIG. 15 Tassement mesuré sous les zones de recouvrement des nappes géosynthétiques.
Settlement under the overlapping areas of geosynthetics.

Analyse

6.1

Identification des mécanismes

Le transfert de charge s'effectue par une combinaison de mécanismes dépendants de la présence ou non de certains éléments de renforcement.

En l'absence d'une plate-forme de transfert de charge, la concentration des contraintes verticales vers les têtes d'inclusions se fait à la base du remblai. Les mécanismes associés ne permettent pas d'obtenir une efficacité importante au niveau des têtes puisque seulement un sixième du « poids de la maille » est repris par l'inclusion ; le sol support est donc assez fortement chargé. Un second mode de transfert de charge vers les inclusions s'opère par frottement du sol au contact des inclusions. Ce transfert est d'autant plus important que la couche de surface est de bonne qualité. Les mesures de tassement du sol compressible (Fig. 9) montrent que le tassement est fortement diminué à 2 m de profondeur, conduisant à une estimation de la position du « point neutre » entre 2 et 5 m de profondeur.

Ce transfert de charge nécessite un déplacement important du sol au niveau des têtes et donc un tassement différentiel sol/inclusion inacceptable dans le cas d'un remblai de faible épaisseur. Dans le cas présent (remblai d'une épaisseur de 5 m), on peut estimer qu'un plan « d'égal tassement » a pu se développer au sein du remblai même si aucun dispositif de mesure n'a été malheureusement installé pour le confirmer.

La présence d'une plate-forme de transfert de charge améliore très nettement ce transfert vers les inclusions. Aucun plot associé à une plate-forme granulaire dépourvue de géosynthétique n'ayant été réalisé dans le cadre de cette expérimentation, il n'est ainsi pas possible au stade actuel de séparer les influences respectives de la plate-forme et des nappes de géosynthétiques.

Les mesures de déformation des nappes (Figs. 13 et 14), de tassement sous les zones de recouvrement (Fig. 15), les mesures de contrainte au-dessus de la plate-forme (Figs. 7 et 8) montrent que, pour des tassements comparables, les mécanismes de transfert de charge sont différents selon la nature des nappes géosynthétiques.

Dans le cas du plot 3R, la nappe de géotextiles se met en tension pendant la mise en œuvre du remblai et travaille essentiellement dans une zone périphérique à l'inclusion rigide. Cette mise en tension a tendance à confiner le sol situé autour de l'inclusion, générant des tassements plus importants en périphérie immédiate de celle-ci. L'inclusion très chargée et peu ancrée tasse mais ne transfère qu'une très faible part de sa charge au sol avoisinant, qui tasse dans les mêmes proportions autant puisque l'équilibre s'établit lorsque l'inclusion peut reprendre l'ensemble des efforts transmis (pointe et frottement positif sur sa partie inférieure). Au-dessus de la plate-forme de transfert de charge, on observe une répartition de contrainte analogue à celle observée en base du plot 2R : tout se passe comme si des inclusions fictives prolongeaient les inclusions réelles du plot 3R sur la hauteur de la plate-forme de transfert de charge.

Dans le cas du plot 4R, les géogrilles sont mises en tension dès le compactage de la plate-forme de transfert de charge. Cette pré-tension (dont l'effet s'avère analogue à celui d'une pré-contrainte dans une dalle) améliore le transfert de charge sur la hauteur de la plate-forme qui se trouve associé à un tassement différentiel plus faible. Ceci est bien reflété par la faible différence observée au toit de la plate-forme, entre les contraintes mesurées au droit des inclusions et celles mesurées entre (au droit du sol). Lors de la construction du remblai, les géogrilles travaillent exclusivement à la périphérie des inclusions rigides. L'inclusion étant très chargée et peu ancrée tasse et redistribue une part de sa charge au sol avoisinant placé plus en profondeur.

En première analyse, il n'est pas aisé d'expliquer les différences entre les mécanismes de transfert de charge observées dans les plots 3R et 4R. En effet, pour un tassement comparable, la charge reprise par les inclusions du plot 3R est nettement supérieure à l'effort repris par celles du plot 4R. Cette différence ne s'explique pas par l'ancrage des inclusions, identique dans les deux configurations. Une analyse plus complète, avec une modélisation numérique des nappes, permettra de vérifier si la différence de transfert de charge observée peut être expliquée par la nature des géosynthétiques. Peu d'expérimentations en vraie grandeur permettent une analyse pertinente de ces mécanismes ; on citera cependant celles d'Almeida *et al.* (2007) ou Liu *et al.* (2007) qui amènent à des observations semblables aux nôtres, en particulier sur :

- l'influence de la réaction du sol compressible sur le tassement différentiel notamment lorsque la couche superficielle est de bonne qualité (Almeida *et al.*, 2007) ;
- le transfert de charge vers les inclusions rigides via une plate-forme granulaire renforcée et la répartition des tensions dans les nappes géosynthétiques (Liu *et al.*, 2007).

6.2

Corrélation avec les essais de chargement

La figure 16 présente, pour les trois plots renforcés, les tassements mesurés en tête des inclusions en fonction de la charge mesurée, au même stade, immédiatement sous les têtes. Ces éléments peuvent être comparés à la courbe déduite de l'essai de chargement réalisé par le Laboratoire central des ponts et chaussées (LCPC) sur une inclusion isolée, obtenue en rapportant le tassement mesuré en tête à la valeur de la contrainte mesurée en pointe (Fig. 16).

Sur la courbe déduite de l'essai de chargement, on distingue plusieurs segments :

- AB : application d'une charge de 150 kN ;
- BC : fluage pendant 30 minutes sous 150 kN ;
- CD : application d'une charge de 300 kN ;
- DE : fluage pendant 30 minutes sous 300 kN ;
- EF : application d'une charge de 450 kN ;
- FG : fluage pendant 30 minutes sous 450 kN ;
- GH : application d'une charge de 600 kN ;
- HI : fluage pendant 30 minutes sous 600 kN.

Malgré le faible nombre de paliers de chargement et l'absence de mesures en continu du tassement durant le passage d'un palier de charge au suivant, on constate un bon accord entre les deux séries de

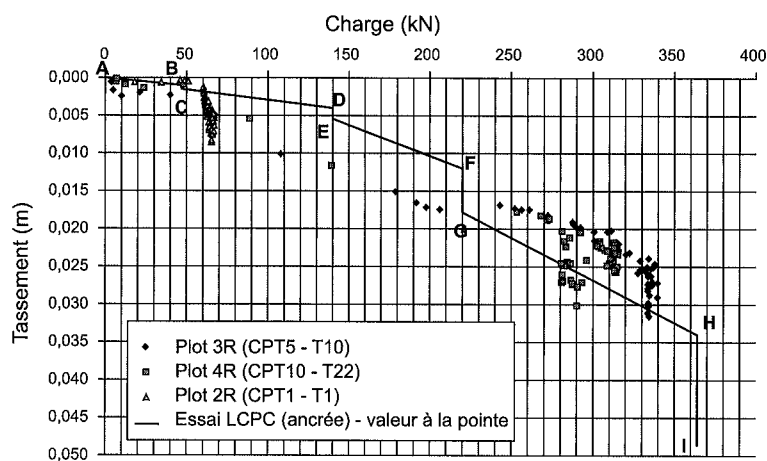


FIG. 16

Comparaison entre les charges mesurées en tête des inclusions et les valeurs de pointe de l'essai de chargement statique pour les plots 2R, 3R et 4R.

Comparison between the loads measured on pile head and the end bearing capacity of the static loading test in sections 2R, 3R and 4R.

mesures : les tassements mesurés sous les plots en tête des inclusions sont comparables, à niveau de charge identique, à ceux mesurés en pointe lors du chargement de l'inclusion isolée. Ce constat tend à montrer que les inclusions placées sous les plots expérimentaux mobilisent essentiellement leur résistance en pointe et seulement une part très faible de frottement positif au-dessus de ce niveau. Le faible ancrage des inclusions sous les niveaux compressibles du site explique, de manière plausible, ce comportement.

7

Conclusion

Dans le cadre du projet national ASIRI, une expérimentation en vraie grandeur sous remblai renforcé par inclusions rigides a été réalisée. L'ensemble des mesures a permis d'acquérir des données expérimentales de tout premier ordre concernant le comportement des remblais sur ce type de renforcement. Un soin tout particulier a été apporté au choix de l'instrumentation et à la mise en œuvre des plots expérimentaux.

Divers mécanismes de transfert de charge ont pu être identifiés. Les mesures ont permis de vérifier l'influence de la réaction du sol sous la plate-forme granulaire, mettant en défaut les hypothèses conservatives de certaines méthodes de dimensionnement actuelles.

L'influence de la présence d'une plate-forme de transfert de charge a été démontrée en termes de concentration des efforts vers les inclusions ; cependant, dans le cas présent, le dispositif semble aussi « efficace » malgré son absence, en termes de tassement. Lorsque le sol en place, combiné à la plate-forme de travail, présente une couche superficielle susceptible d'assurer un transfert de charge par frottement, l'efficacité exprimée par rapport aux contraintes déterminées sur les têtes d'inclusions n'est pas forcément représentative de l'efficacité « réelle » du dispositif. Les mesures montrent enfin que pour des tassements comparables, les mécanismes de transfert de charge semblent être différents selon la nature des nappes géosynthétiques renforçant les plates-formes granulaires.

Cette base de données constitue un acquis important du projet national ASIRI, au cœur des actions qui se poursuivent pour confronter et valider des méthodes de dimensionnement représentatives du comportement réel de ces ouvrages.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient les différents partenaires du projet national ASIRI : Fondasol, IREX, Keller, LCPC, EGIS, 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 DRI pour leur soutien.

Bibliographie

- Almeida M.S.S., Ehrlich M., Spotti A.P., Marques M.E.S. – Embankment supported on piles with biaxial geogrids. *Geotechnical Engineering*, 160 (GE4), 2007, p. 185-192.
- Briançon L., Kastner R., Simon B., Dias D. – État des connaissances – Amélioration des sols par inclusions rigides. *Proc. of International Symposium on Ground Improvement (ASEP-GI 2004)*, 9-10 septembre 2004, Presses des Ponts, 2004a, p. 15-43.
- Briançon L., Nancey A., Caquel F., Villard P. – New technology for strain measurements in soil and the survey of reinforced earth constructions. *Proc. of EUROGEO 3*, March 1-3 2004, Munich, Germany, 2004b, p. 471-476.
- Demerdash M.A. – *An experimental study of piled embankments incorporating geosynthetic basal reinforcement*. Thesis, University of Newcastle Upon Tyne, Department of civil Engineering, 1996, p. 196.
- Hewlett W.J., Randolph M.F. – Analysis of piled embankments. *Ground Engineering*, 21 (3), 1988, p. 12-18.
- Liu H.L., Ng C.W.W., Fei K. – Performance of a Geogrid-Reinforced and Pile-Supported Highway Embankment over Soft Clay : Case Study. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133 (12), 2007, p. 1483-1493.
- Low B.K., Tang S.K., Choa V. – Arching in piled embankments. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 120 (11), 1994, p. 191-1937.

La Fondation Louis-Vuitton pour la création : modélisations géotechniques croisées 2D et 3D, et confrontation avec les auscultations

**A. BEAUSSIER
A. GUILLOUX**

Terrasol
Immeuble Central Seine
42-52, quai de la Rapée
CS 71230
75583 Paris Cedex 12
a.beaussier@terrasol.com
a.guilloux@terrasol.com

J. VERSCHUERE

VINCI Construction
Grands Projets
6, cours Ferdinand-
de-Lesseps
92851 Rueil-Malmaison
jonas.verschuere@
vinci-construction.com

Résumé

La « Fondation Louis-Vuitton pour la création » est un bâtiment exceptionnel construit près du Jardin d'acclimatation (Paris) : c'est un ouvrage fondé sur un radier à l'intérieur d'une excavation réalisée en paroi moulée. La géométrie de l'ouvrage est complexe, avec des descentes de charges fortement tridimensionnelles et une structure très sensible aux mouvements ; en outre, il fonctionne « en déchargement » (poids des terrains excavés supérieur aux charges apportées) dans un contexte géologique présentant des couches argileuses au comportement différé. En phase de conception du projet, le bureau d'études de la maîtrise d'œuvre a étudié l'interaction entre le sol et le radier par le biais d'un modèle d'éléments finis 3D, dont la lourdeur a nécessité le recours à des lois de comportement simples, avec un choix approprié de paramètres de calcul et des analyses complémentaires concernant la consolidation. Lors des études d'exécution, l'entreprise a réalisé plusieurs modélisations 2D, donc plus simples et permettant d'utiliser des lois plus évoluées pour décrire le comportement des sols, prenant en compte l'écrouissage et les phénomènes de consolidation. L'objet de cet article est de présenter les deux approches de modélisation, de montrer comment ces deux modèles ont chacun permis d'appréhender les déplacements du radier au cours du temps, de comparer leurs résultats et de les confronter avec les auscultations réalisées sur l'ouvrage en cours de construction.

Mots-clés : interaction sol-structure, radier, comportement différé, modélisation par éléments finis, instrumentation.

« Fondation Louis-Vuitton pour la création » building: 2D and 3D FEM geotechnical models – comparison between calculated and observed displacements

Abstract

The « Fondation Louis-Vuitton pour la création » is an exceptional building built close to the « Jardin d'acclimatation » in Paris: it is a raft-founded building inside an excavation with diaphragm walls. It has a complex 3D geometry and loading, and is very sensitive to deformations; in addition it works in a « unloading state » (weight of the excavated ground higher than the applied loads) and in a geological context including clay layers with long-term behaviour. For the project phase studies, the Designer studied the soil/structure interaction

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} octobre 2012.

via a 3D FEM model, whose complexity allowed only the use of simple constitutive laws, with of course adequate choice of the soil parameters and additional consolidation analysis. For the execution phase studies, the Contractor performed several 2D FEM calculations, « lighter » and therefore allowing the use advanced constitutive laws, taking in account strain-hardening and consolidation. This paper aims to present both studies, to show how both models have allowed the calculation of the time and construction-phasing dependent displacements of the raft, and to compare the results of both models with the settlement monitoring of the building during construction.

Key words: soil-structure interaction, raft, long-term behaviour, FEM model, settlement monitoring.

1

La Fondation Louis-Vuitton pour la création

1.1

Un ouvrage architectural exceptionnel

Au cœur du Jardin d'acclimatation, à Paris, la Fondation Louis-Vuitton pour la création sera un lieu d'exception pour l'art et la culture.

Pariant sur « l'audace et l'émotion », la réalisation de ce bâtiment à figure emblématique du XXI^e siècle a été confiée à l'architecte Frank Gehry, auteur de nombreuses réalisations exceptionnelles dont le fameux musée Guggenheim de Bilbao ou le DZ Bank Building à Berlin. L'architecte « a eu à cœur de concevoir, à Paris, un vaisseau magnifique qui symbolise la vocation culturelle de la France ».

Ouvrage prestigieux à l'architecture complexe, la Fondation Louis-Vuitton pour la création représente un formidable défi technique du sommet des verrières de la structure jusqu'aux fondations. Une maquette de la Fondation Louis-Vuitton est présentée en figure 1.

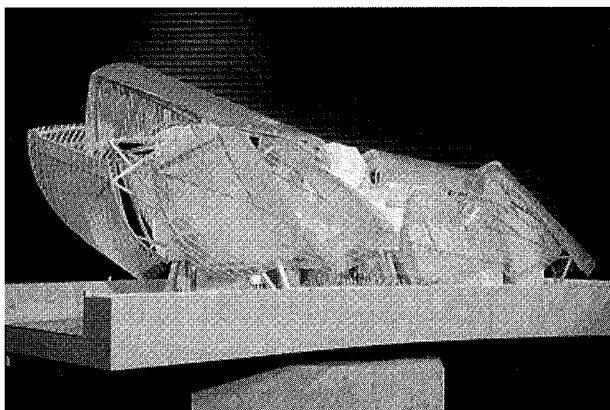


FIG. 1 Maquette de la « Fondation Louis-Vuitton pour la création ».
Model of the « Fondation Louis-Vuitton pour la création » building.

Tout au long des phases d'étude de faisabilité, d'avant-projet, de projet, les bureaux techniques de la maîtrise d'œuvre, en particulier Setec Bâtiment et Terrasol, ont dû intégrer dans la conception de l'ouvrage de fortes contraintes géotechniques. La prise en compte de ces problématiques a été poursuivie durant les études d'exécution menées notamment par Vinci Grands Projets.

1.2

Un contexte géotechnique particulier

1.2.1

Un contexte géologique typiquement parisien

D'un point de vue géologique, l'ouvrage s'inscrit dans le contexte bien connu des formations paléogènes du Bassin de Paris. Les campagnes géotechniques réalisées sur le site ont montré que la géologie de la zone du Jardin d'acclimatation comporte les formations suivantes, sous une épaisseur variable (1 à 3 m) de remblais (cf. coupe stratigraphique de la figure 2) :

- les alluvions anciennes de la Seine, sablo-graveleuses, compactes, sur une dizaine de mètres ;
- les calcaires grossiers du Lutétien, sur une épaisseur de 3 à 4 m. Ces calcaires sont ici altérés, et se présentent sous forme de marno-calcaires sableux glauconieux ;
- les sables grossiers glauconieux (niveau d'Hérouval), sables grossiers argileux lâches, sur 1 à 2 m ;
- les sables du Cuisien, que l'on peut différencier en deux couches :
 - sables de Cuise, sables fins homogènes, denses, sur 2 à 3 m. Cette couche forme l'assise de fondation du radier de l'ouvrage,
 - sables supérieurs, sables plus grossiers et plus hétérogènes que les sables de Cuise, mais de densité comparable, sur 4 m ;
- les argiles du Sparnacien, qui peuvent être différenciées en deux couches argileuses séparées par un lit sableux plus fin :
 - fausses glaises sur 7 à 8 m, argiles gris-noir, hétérogènes. Cette couche sert de « bouchon étanche » pour la fouille, la fiche hydraulique de la paroi moulée y est ancrée,
 - sables d'Auteuil, sur 3 m,
 - argiles plastiques, argiles gris rouge, plus homogènes que les fausses glaises, sur 18 m ;
- les marnes du Montien, substratum indéformable à l'échelle du projet.

La figure 2 montre une coupe schématique du soutènement situé au bord de la fouille, représentant la stratigraphie, la paroi moulée et le niveau de fondation du radier.

Trois niveaux de nappe ont été définis pour ce projet :

- étiage : 25,58 NVP ;

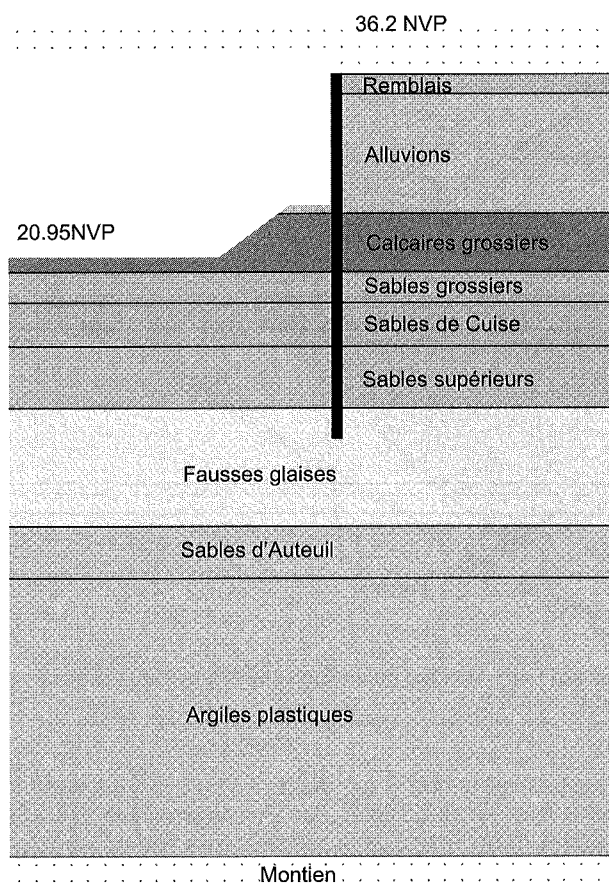


FIG. 2 Coupe du soutènement de la fouille et stratigraphie.
Stratigraphy and diaphragm wall section.

- hautes eaux (niveau pour la phase chantier), correspondant à la crue décennale : 27,05 NVP ;
- hautes eaux extrêmes, correspondant à la crue centennale : 29,00 NVP.

1.2.2

Un principe de fondation dicté par des contraintes fonctionnelles

La réalisation de niveaux de sous-sols relativement profonds (supérieurs à 12 m), destinés au stockage des œuvres, s'est rapidement imposée dans la conception de l'ouvrage. Certains niveaux se retrouvant sous la nappe, la réalisation d'une enceinte périphérique étanche était indispensable.

Les zones de stockage nécessitant une étanchéité absolue, le choix d'un ouvrage fondé sur un radier épais, limitant les déformations relatives dues aux fortes différences de charges ponctuelles entre points d'appuis rapprochés et permettant un cuvelage par l'extérieur de ce radier, s'imposait.

L'objet de la première partie des études géotechniques de conception fut donc de déterminer le couple profondeur/épaisseur de radier optimal respectant les contraintes fonctionnelles (cote supérieure du radier inférieure à 24 NVP). Le système de fondation devait permettre : de limiter les tassements différentiels à des valeurs admissibles par les structures, de minimiser les terrassements et les quantités de matériaux à mettre en œuvre, et de minimiser les débits d'exhaure en fond de fouille...

Ainsi, les études s'arrêtèrent sur la réalisation d'un radier de 2,6 m d'épaisseur ancré dans les sables de Cuise (sous face à la cote 20,95 NVP) permettant, d'une part, le respect des contraintes fonctionnelles et, d'autre part, une optimisation géotechnique. L'ouvrage est ainsi fondé :

- sous les calcaires grossiers glauconieux et sables grossiers glauconieux présentant des caractéristiques hétérogènes et relativement médiocres ;
- sur des sables compacts, relativement loin (7 m) au-dessus des formations à dominante argileuse du Sparnacien recelant des horizons argileux médiocres : fausses glaises et argiles plastiques. La présence d'une telle épaisseur de sables compacts permet une diffusion des contraintes dans le sol.

1.2.3

Des problématiques géotechniques particulières

Les terrains formant le sous-sol de la fondation sont constitués d'argiles du Sparnacien. Au sein de cette formation, les fausses glaises et argiles plastiques présentent un comportement différé, délicat à prendre en compte dans un modèle.

Par ailleurs, du fait de la profondeur du radier, du rabattement de la nappe à l'intérieur de l'enceinte, et du poids relativement faible de l'ouvrage (contrainte moyenne sous le radier de l'ordre 200 kPa en exploitation), la construction de l'ouvrage est globalement à l'origine d'un déchargement des terrains.

A ces contraintes de site s'ajoutent les contraintes structurelles propres à l'ouvrage :

- aspect fortement tridimensionnel de l'ouvrage et des descentes de charges ;
- sensibilité des structures.

Les études de l'interaction entre sol et structure menées depuis le stade du projet et poursuivies en exécution ont donc constamment dû intégrer ces particularités liées tant au site qu'au caractère exceptionnel de l'ouvrage.

L'objet de cet article est de montrer comment les deux approches totalement différentes menées en phases de projet et d'exécution ont permis de modéliser le comportement de l'ouvrage, et de comparer les résultats de ces modélisations aux instrumentations ayant été mises en place.

2

Présentation des modèles de calcul

2.1

Modélisation en phase de projet

2.1.1

Choix d'une modélisation par éléments finis 3D

La complexité structurelle de l'ouvrage est à l'origine d'une forte hétérogénéité des descentes de charges sur le radier. Celles-ci sont en effet transmises au radier par le biais de poteaux et voiles descendant des charges variables d'un porteur à l'autre. Une vue en plan du radier est présentée en figure 3.

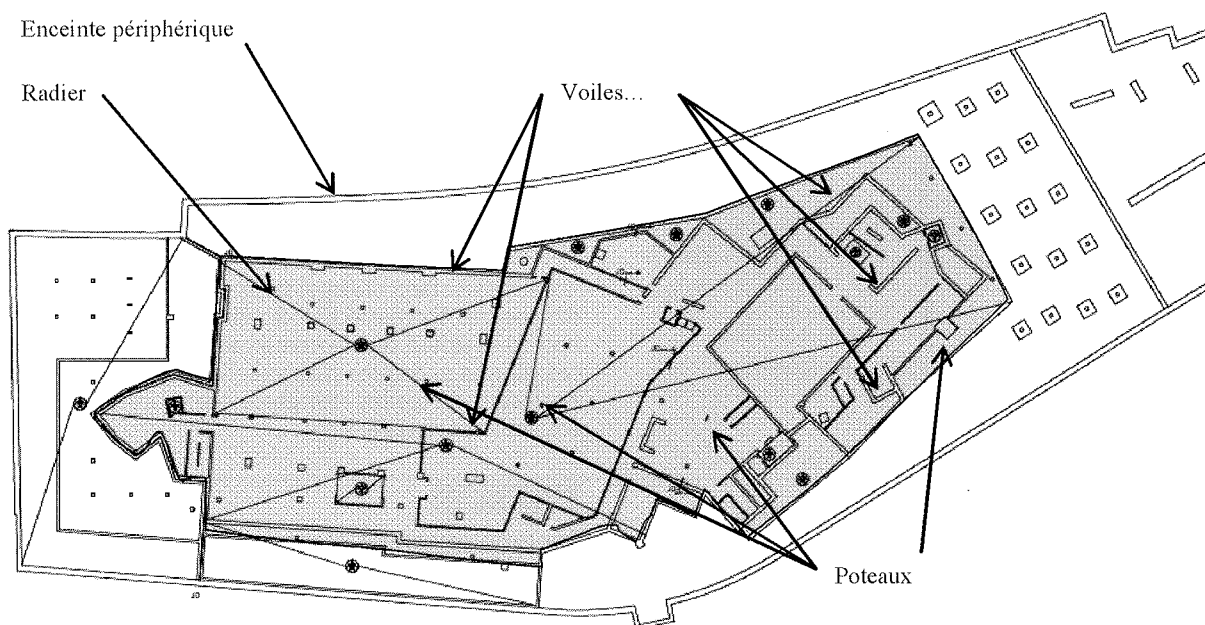


FIG. 3 Vue en plan de la Fondation : localisation des porteurs de charge en face supérieure du radier.
Plan view of the building raft with walls and columns location.

Les voiles présentent des orientations, hauteurs, longueurs, variables, à l'origine d'une hétérogénéité et d'une anisotropie d'inertie de l'ouvrage (radier + structure).

Ces hétérogénéités pouvant avoir une forte influence sur les déplacements et efforts au sein du radier et des structures, il a été retenu en phase de projet la réalisation d'un modèle d'éléments finis tridimensionnel permettant de tenir compte explicitement de l'aspect fortement tridimensionnel de l'ouvrage à construire.

Les études ont été menées à l'aide du logiciel Cesar-LCPC en modélisant le sol, le radier et les voiles par des éléments volumiques (Fig. 4).

2.1.2

Définition des lois de comportement

En raison de la complexité géométrique du modèle d'éléments finis (environ 70 000 nœuds) et de la durée prévisible des calculs, le recours à des lois avancées

pour décrire le comportement des sols, notamment les comportements différés, les évolutions des modules avec les contraintes, les réponses différentes pour des sols sollicités en chargement, en déchargement ou en rechargement, n'a pas été envisagé.

Les modélisations numériques ont donc été réalisées en considérant pour l'ensemble des sols une loi élastique-parfaitement plastique combinant une élasticité linéaire isotrope avec un critère de plasticité de Mohr-Coulomb.

Les paragraphes suivants expliquent comment, lors des études de projet, il a été possible, sur la base de deux calculs tridimensionnels (EF3D) réalisés en considérant des caractéristiques drainées et non drainées, de tenir compte du phasage de construction et du comportement différé des argiles du Sparnacien (fausses glaises et argiles plastiques) dans l'étude du radier.

La détermination des paramètres en conditions drainées et non drainées est brièvement exposée avant de décrire la prise en compte du comportement différé dans les études.

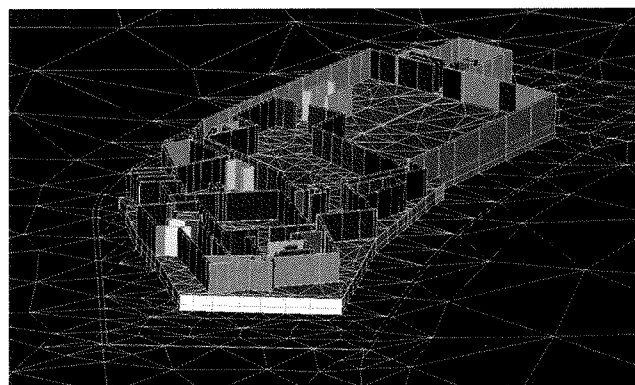
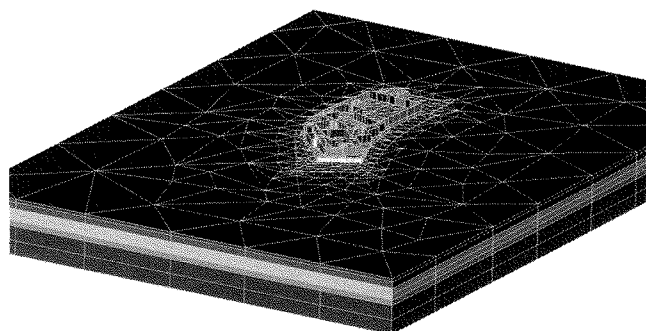


FIG. 4 Vue d'ensemble et vue centrée sur le radier du modèle EF3D (Cesar LCPC) utilisé pour les études de phase Projet.
General view and close up of the 3D model (Cesar LCPC software) used for Project Phase studies.

2.1.2.1

Définition des paramètres en conditions drainées

2.1.2.1.1

Paramètres de cisaillement

Les paramètres de cisaillement retenus pour les différents horizons situés sous le radier ont été déterminés de manière classique en analysant globalement l'ensemble des essais triaxiaux réalisés au sein d'un faciès. L'état de contraintes effectives lié à chaque éprouvette au moment de sa rupture est reporté dans le plan (s' , t). La figure 5 présente les résultats de ces essais dans la couche de sables supérieurs et la caractérisation de la droite de Mohr-Coulomb pour une approche à long terme.

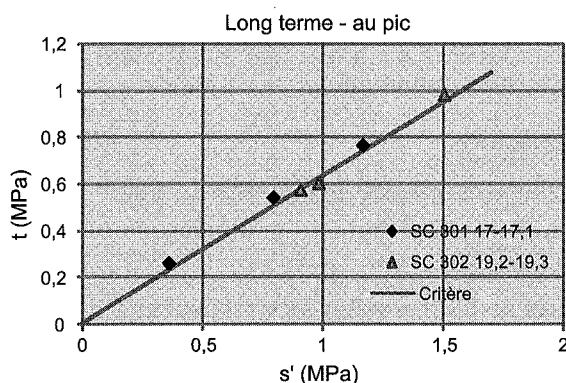


FIG. 5 Sables supérieurs : détermination des paramètres de cisaillement drainés.
Upper sands layer : determination of drained shear parameters.

2.1.2.1.2

Modules drainés dans les couches sableuses

Les modules d'Young drainés (E') pour les couches sableuses ont été déterminés à partir des courbes contraintes/déformations déduites des essais triaxiaux consolidés drainés. Les essais montrent une réduction sensible du module d'Young lorsque le niveau de déformations augmente (Fig. 6). En effet, ce module vaut :

- environ 250 MPa pour des déformations de l'ordre de 0,25 % ;

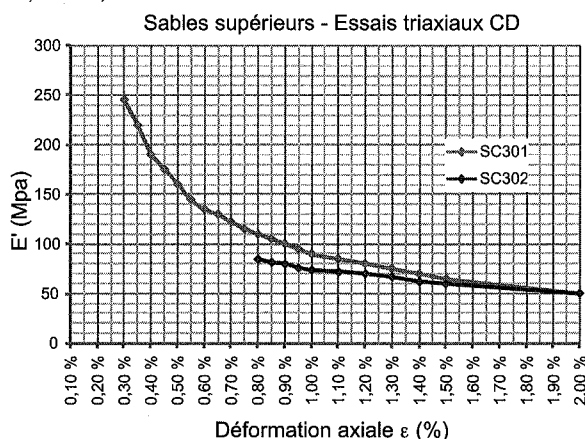


FIG. 6 Sables supérieurs : essais triaxiaux consolidés drainés. Détermination du module drainé (E').
Upper sands layer : consolidated drained triaxial tests. Determination of the drained modulus (E').

- environ 80-90 MPa pour des déformations de l'ordre de 1 % ;
- environ 40 MPa pour des déformations de 2 %.

Pour les modélisations, les modules d'Young retenus dans les différents sables ont été déterminés suivant un processus itératif :

- calcul par éléments finis sur la base d'une première valeur de module pour les différents horizons sableux ;
- vérification de la compatibilité des modules retenus avec les niveaux de déformations calculés avec le modèle ;
- redéfinition éventuelle des modules jugés incompatibles.

Dans le cas de la modélisation du radier, les modules initialement choisis étaient de 150 MPa pour les sables de Cuise et sables supérieurs, correspondant à des déformations de l'ordre de 0,5 %. Le modèle ayant mis en évidence des déformations moyennes de l'ordre de 0,15-0,2 %, il aurait été possible de revoir à la hausse ces modules jusqu'à des valeurs de l'ordre de 250 MPa et d'effectuer une nouvelle modélisation permettant de justifier la valeur retenue. Toutefois, en raison du faible poids des tassements des couches sableuses sur le tassement total du radier, les couches sableuses étant à l'origine d'environ 15 % du tassement, la valeur de 150 MPa a été conservée bien qu'elle semble pessimiste.

2.1.2.1.3

Modules drainés dans les couches argileuses

Pour les sols argileux, le module de déformation dépend fortement du niveau de contraintes et de l'histoire du sol. Ainsi les modules drainés (E') retenus dans les couches argileuses (fausses glaises et argiles plastiques) ont été déterminés à l'aide des essais oedométriques réalisés sur les échantillons intacts prélevés en sondage carotté.

L'ouvrage étant en déchargement, les modules pour les différentes couches d'argile ont été déterminés comme des modules sécants entre les niveaux de contraintes verticales initiaux et finaux au sein des couches argileuses en se déplaçant sur les droites de gonflement (pente C_s) (Fig. 7).

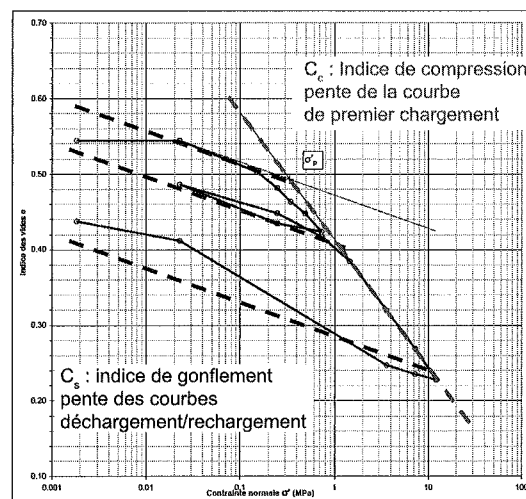


FIG. 7 Fausses glaises, essais oedométriques. Définition des paramètres de compressibilité.
« Fausses glaises » clay layer, oedometer test. Definition of compressibility coefficients.

2.1.2.2

Définition des paramètres en conditions non drainées

Un ensemble de paramètres non drainés a été défini pour les couches argileuses, permettant de simuler leur comportement à court terme.

2.1.2.2.1

Paramètres de résistance au cisaillement

De manière analogue aux paramètres de cisaillement en conditions drainées, les paramètres de cisaillement non drainés retenus pour les fausses glaises et argiles plastiques ont été déterminés en analysant de manière globale l'ensemble des essais triaxiaux réalisés au sein de chacun de ces faciès (report des états de contraintes totales pour chaque éprouvette au moment de sa rupture dans un plan (s, t)). La figure 8 présente ces résultats dans la couche d'argiles plastiques.

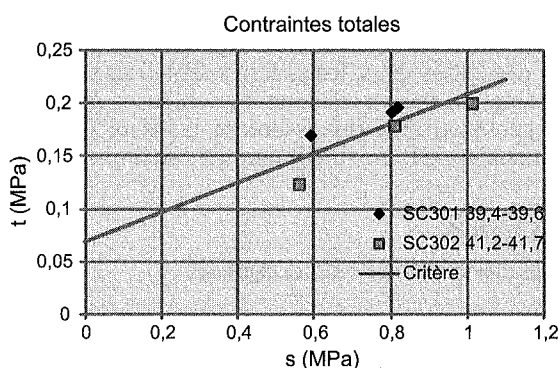


FIG. 8 Argiles plastiques. Détermination des paramètres de cisaillement non drainés. Plastic clays. Determination of undrained shear parameters.

2.1.2.2.2

Modules non drainés

Comme les essais pressiométriques sollicitent rapidement le sol, ceux-ci peuvent être utilisés pour la détermination du module non drainé E_u d'un matériau argileux, au moyen de la formule suivante :

$$E_u = k \cdot E_M$$

avec k dépendant de la dimension de la fondation (Combarieu, 2006).

TABEAU I Paramètre de sol, étude de phase Projet. Soil parameters, Project phase studies.

Horizon	cote base (NVP)	γ (kN/m ³)	E_m (MPa)	P_1 (MPa)	α (-)	E' (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (-)	ψ' (-)	E_u (MPa)	c_{cu} (kPa)	ϕ_{cu} (-)	ψ_{cu} (-)	C_v (m ² /s)
TN	36,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Remblais	35	21	2	0,2	1/2	ND	0	28	ND	ND	ND	ND	ND	ND
Alluvions anciennes	27,4	21	30	2,5	1/3	ND	2	36	ND	ND	ND	ND	ND	ND
Calcaire Grossier / Calcaire Grossier glauconieux	23,7	21	30	2,5	1/2	ND	15	40	ND	ND	XX	XX	XX	XX
Sables Grossiers glauconieux	21,7	21	15	1	1/2	ND	2	35	ND	ND	XX	XX	XX	XX
Sables de Cuise	19	19,3	25	2,6	1/3	150	10	35	5	150	XX	XX	XX	XX
Sables Supérieurs	15	19,3	40	3,5	1/3	150	10	39	5	150	XX	XX	XX	XX
Fausses Glaises	7,5	19,9	15	2,2	1/2	50	40	23	0	150	70	20	0	$4 \cdot 10^{-9}$
Sables d'Auteuil	4,25	20	28	3,8	1/3	85	50	20	0	85	80	13	0	XX
Argiles Plastiques	-13,5	19,5	15	1,8	1/2	50	40	9	0	150	70	7	0	$6,5 \cdot 10^{-9}$
Montien, Craie	SUBSTRATUM INDEFORMABLE, COUCHE DRAINANTE													

Les sols sous le radier étant globalement en déchargement, les modules non drainés ont été déterminés à l'aide du module pressiométrique de second chargement (E_{M2}) des sols selon la formule :

$$E_u = k \cdot E_{M2}$$

avec k égal à environ 7 pour un radier de 150 m x 40 m.

2.1.2.3

Paramètres de projet

Le tableau I regroupe l'ensemble des paramètres de sol considérés pour l'étude de la fondation :

- les cellules grisées correspondent aux sols situés sous le radier ;
- l'annotation ND signifie Non Déterminé : paramètre non nécessaire aux études de projet ;
- l'annotation XX signifie : paramètre non adapté au comportement mécanique de l'horizon.

2.1.2.4

Prise en compte du comportement différé des argiles

2.1.2.4.1

Influence des horizons argileux sur le comportement du radier

Les modélisations effectuées en contraintes effectives ou totales, à l'aide des paramètres définis précédemment, ont permis de mettre en évidence une nette prépondérance de la contribution des horizons argileux, à savoir les fausses glaises et les argiles plastiques dans les tassements sous le radier et à proximité de celui-ci. En effet, ces horizons sont respectivement à l'origine d'environ 25 et 60 % des tassements quel que soit l'avancement de la construction. La rhéologie des matériaux argileux étant largement fonction du temps, une évolution significative des déformations dans le temps est à prévoir, imposant ainsi une étude particulière.

2.1.2.4.2

Limites des modèles à long terme et à court terme

La modélisation à long terme est effectuée en contraintes effectives, en considérant les paramètres mécaniques drainés des sols (E' , v' , c' , ϕ' , ψ'), représentatifs du comportement à long terme, après dissipation des surpressions interstitielles.

Pour chaque phase, les déformations calculées sont celles que l'on obtiendrait si, au sein des couches argileuses, les surpressions interstitielles induites par la modification de l'état de contraintes sous l'effet d'un chargement avaient le temps de se dissiper entièrement avant l'application du chargement suivant ; ce qui ne correspond pas à la réalité au vu des épaisseurs et caractéristiques de consolidation des fausses glaises et argiles plastiques.

A *contrario*, le modèle à court terme, en contraintes totales, utilisant les caractéristiques non drainées des sols ($E_u, \nu_u, c_u, \phi_u, \psi_u$), considère qu'entre deux phases de chargement, les surpressions interstitielles, induites par les chargements, n'ont pas eu le temps de se dissiper. Ce modèle fournit des déformations instantanées sous l'effet d'un chargement.

Dans la réalité, les surpressions interstitielles induites par un chargement vont avoir tendance à se dissiper de manière partielle avant l'application du chargement suivant qui occasionnera une évolution de la surpression.

Ainsi, aucun de ces modèles n'est représentatif du comportement réel des matériaux argileux : fausses glaises et argiles plastiques. Ce constat a conduit à la réalisation de calculs complémentaires « à la main » pour tenir compte de cette consolidation partielle des matériaux.

2.1.2.4.3

Principe adopté pour l'étude de l'évolution des déformations

En ne s'intéressant qu'aux déformations verticales des couches, celles-ci étant responsables des tassements en surface, nous avons considéré que la variation ΔH de l'épaisseur H d'une couche argileuse sous l'effet d'un chargement $\delta\sigma$ par rapport à un état d'équilibre (exempt de surpressions interstitielles) était régie par la loi suivante, en fonction du temps t :

$$\Delta H(t, \delta\sigma) = \Delta H_0(\delta\sigma) + U(t, \delta\sigma) \cdot [\Delta H_\infty(\delta\sigma) - \Delta H_0(\delta\sigma)]$$

où :

ΔH_0 est le tassement instantané de la couche sous l'effet du chargement ;

ΔH_∞ est le tassement final de la couche sous l'effet du chargement ;

U est le degré de consolidation moyen de la couche argileuse.

Les tassements instantanés ΔH_0 et finaux ΔH_∞ sont issus respectivement des résultats des modèles EF3D à court terme et à long terme.

2.1.2.4.4

Évolution des degrés de consolidation

L'analyse est basée sur la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi. Dans ce cadre, on ne s'intéresse qu'aux contraintes verticales.

Évolution des contraintes au cours de la construction de la fondation

La convention de signe de la mécanique des sols a été utilisée : les contraintes positives représentent un état de compression.

La figure 9 schématise l'évolution des variations de contraintes $\delta\sigma(t)$ par rapport à l'état σ_1 avant le début des travaux, au centre du radier au sein d'un niveau argileux, au cours de la construction de la fondation.

La courbe gris foncé représente l'évolution de la contrainte totale $\delta\sigma$, tandis que la courbe gris clair représente l'évolution de la contrainte effective $\delta\sigma'$.

Conformément à la théorie de la consolidation, toute modification de l'état de contrainte, traduite par une évolution de la courbe gris foncé, est :

- d'abord reprise par la phase aqueuse du sol, provoquant une modification de la pression interstitielle : création de sous ou surpression (u^*) ;
- avant de se reporter asymptotiquement sur la phase solide du sol, par dissipation des surpressions interstitielles : la surpression interstitielle (u^*) tend donc vers zéro, tandis que $\delta\sigma'$ tend vers $\delta\sigma$.

En considérant qu'à l'état initial, avant terrassement de la fouille, les argiles sont consolidées (pas de surpression interstitielle), l'espace entre les deux courbes représente à tout instant la surpression $u^*(t)$ dans la couche argileuse et le rapport $\delta\sigma'/\delta\sigma$ représente le degré de consolidation U .

Les courbes en pointillé sur le graphe présentent, pour chaque phase intermédiaire de construc-

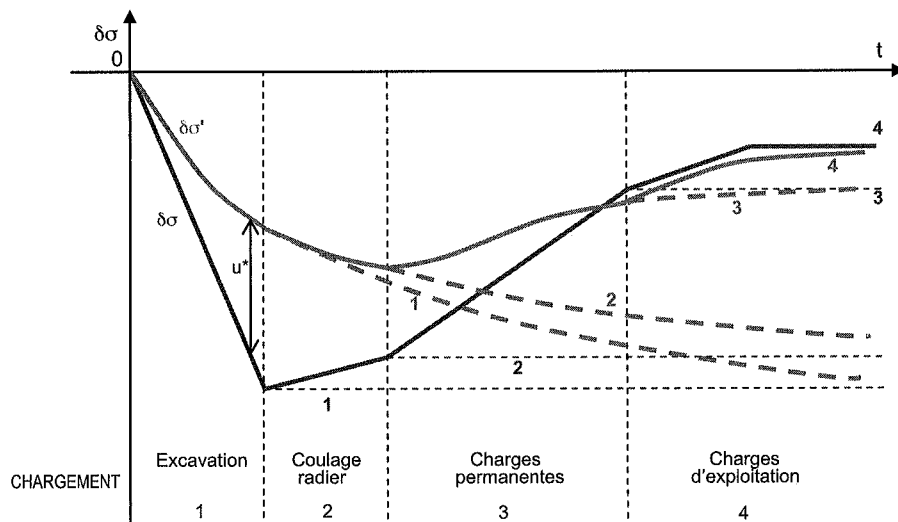


FIG. 9 Argiles du Sparnacien. Évolution de principe des contraintes totales et effectives au cours de la construction de la Fondation.
Sparnacien clays. Sketch of the variation of the total and effective stress during the construction of the building.

tion considérée dans les modélisations numériques (1. Excavation, 2. Coulage du radier, 3. Construction des structures), l'évolution des contraintes totales ($\delta\sigma$) et effectives ($\delta\sigma'$), si la phase considérée était la dernière phase de travaux (et en particulier l'évolution asymptotique de ($\delta\sigma'$) vers ($\delta\sigma$)).

Principe de la méthode de calcul du degré de consolidation

L'évolution de la contrainte effective en fonction du temps est calculée en appliquant la théorie de la consolidation unidimensionnelle en considérant que les chargements en surfaces sont appliqués de manière instantanée pour chaque phase, et restent constants durant toute la durée de la phase (Fig. 10).

Au début de chaque phase n , à la mise en place du chargement (instant t_n), l'incrément de contraintes $\delta\sigma_n$ est repris par la pression interstitielle u . La surpression interstitielle devient $u_n^*(t_n) = u_{n-1}^*(t_n) + \delta\sigma_n$, où $u_{n-1}^*(t_n)$ représente la surpression interstitielle à l'instant t_n juste avant la mise en place de la charge $\delta\sigma_n$.

Tout au long de la phase n , et avant la mise en place de la charge de la phase $n+1$, la valeur de la surpression interstitielle $u_n^*(t)$ diminue (en valeur absolue). L'évolution de u^* est compensée par une évolution égale et opposée de la contrainte effective $\delta\sigma'_n$. L'évolution de la surpression interstitielle au cours d'une phase est décrite par la relation suivante issue de la théorie de la consolidation : $u_n^*(t) = u_n^*(t_n) \times (1 - U_n(t-t_n))$, où le degré de consolidation U_n de la phase est relié au temps par les relations classiques dépendant des paramètres de drainage de la couche argileuse (hauteur de drainage H_{dr} et coefficient de consolidation verticale c_v).

Pour une couche argileuse, il est ainsi possible de déterminer, de proche en proche, à la fin de chaque phase n :

- le niveau de surpression interstitielle $u_n^*(t_{n+1})$;
- l'incrément de contraintes effectives par rapport à l'état initial $\delta\sigma'_n(t_{n+1})$.

Pour chaque phase n , l'incrément de contrainte totale par rapport à l'état initial $\delta\sigma_n$ étant connu, il est possible de déduire le degré de consolidation $U_n(t_{n+1})$ en fin de chaque phase : $U_n(t_{n+1}) = \delta\sigma'_n(t_{n+1})/\delta\sigma_n$ et donc le tassement en utilisant la formule.

$$\Delta H(t, \delta\sigma) = \Delta H_0(\delta\sigma) + U(t, \delta\sigma) \cdot [\Delta H_\infty(\delta\sigma) - \Delta H_0(\delta\sigma)]$$

2.1.2.4.5

Application de la démarche au projet

La démarche précédente a été appliquée aux fausses glaises et argiles plastiques suivant une coupe longitudinale (coupe C) et une coupe transversale (coupe A), traversant intégralement le radier de la fondation (Fig. 11).

Les modélisations ont été effectuées sur la base du planning prévisionnel du tableau II. La durée de la phase d'excavation correspond au temps entre la fin des terrassements et le début des travaux de construction du radier. En effet, il n'y a pas eu continuité de l'activité sur le site.

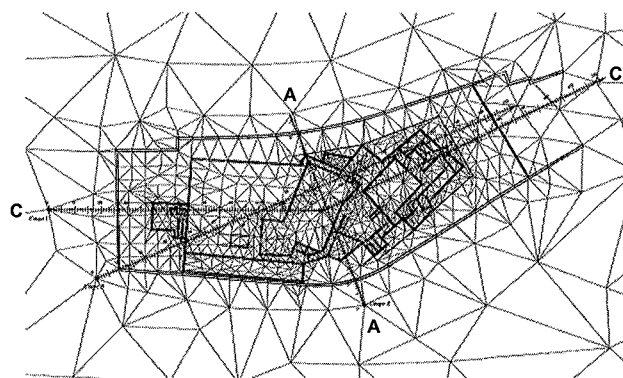


FIG. 11 Localisation des coupes étudiées.
Location of the studied sections.

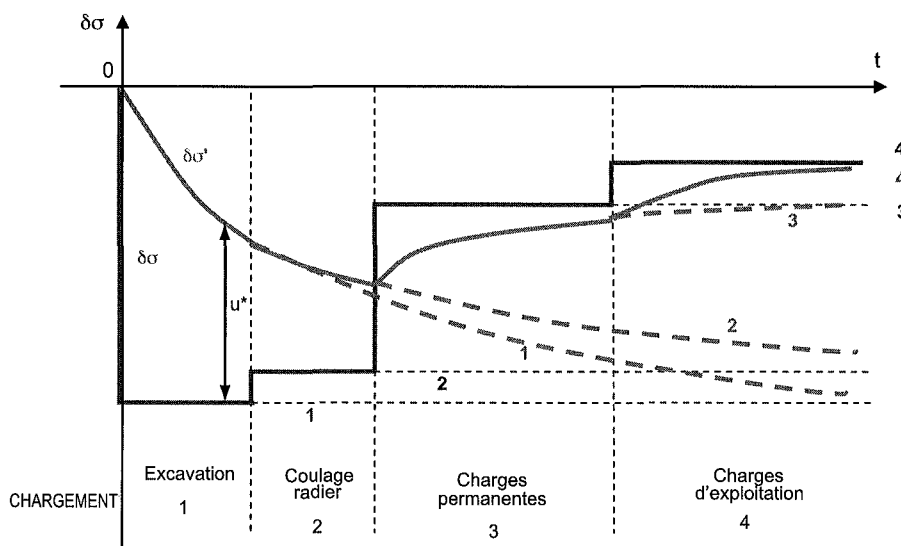


FIG. 10 Argiles du Sparnacien : hypothèse de chargements instantanés.
Évolution de principe des contraintes totales et effectives au cours de la construction de la Fondation.

Sparnacien clays : instant loading hypothesis. Sketch of the variation of the total and effective stress during the construction of the building.

TABLEAU II

Planning prévisionnel de construction. Forecasted construction schedule.

Phase	Durée depuis la fin de l'étape précédente	Temps total cumulé depuis le début l'excavation (mois)
Excavation	8 mois*	0
Coulage du radier	3 mois	3
Charges permanentes	2 ans	27
Charges d'exploitation	2 mois	29
Arrêt des pompages – remontée de la nappe à la cote 24,5 NVP)	1 mois	30
Évolution à long terme (pas de modification de chargement)	100 ans	1 229

La figure 12 présente tout au long de la coupe A, l'évolution des déformations au cours du temps. Les déformations sont calculées en prenant pour référence le début des travaux de construction du radier.

La construction du radier sur une durée estimée à trois mois est à l'origine d'un tassement régulier variant entre 10 mm sur les bords et 14 mm au centre du radier (courbe 2).

Durant la construction de l'ouvrage, pendant une période de deux ans, les déformations vont augmenter progressivement pour atteindre des valeurs comprises entre 28 et 35 mm, avec l'apparition d'un basculement de l'ouvrage vers le sud, du fait de la concentration de charges au niveau de l'escalier sud-est (courbe 3).

La mise en service (application des charges d'exploitation et aménagement intérieur de l'ouvrage...) est à l'origine d'un accroissement des tassements, déjà initiés par la construction de l'ouvrage. Ils varient de 37 mm à l'extrémité sud du radier, à 34 mm à l'extrémité nord, passant par un maximum de 43 mm, au niveau du tiers sud (courbe 4).

L'arrêt des pompages et la remontée de la nappe au niveau 24,5 NVP sont à l'origine d'une remontée homogène du radier (courbe 5), les tassements du radier retrouvent *grosso modo* les tassements calculés sous charges propres (courbe 3).

Enfin, entre l'arrêt des pompages (courbe 5) et la fin de la durée d'exploitation de l'ouvrage, 100 ans après sa mise en service (courbe 6), le radier remontera de manière assez homogène d'environ 6-7 mm. Les tassements calculés, cent ans après la mise en service, valent 27 mm à l'extrémité sud du radier, atteignent un maximum de 29 mm au tiers sud du radier et 23 mm à l'extrémité nord du radier.

On note que l'arrêt des pompages étant réalisé conjointement à l'application des charges d'exploitation, la courbe 3 n'est pas représentative du comportement réel de l'ouvrage.

Les modélisations mettent en évidence (Fig. 13) :

- une influence de la construction de l'ouvrage sur les terrains en dehors de l'enceinte périphérique, qui peut être attribuée à la profondeur des terrains responsables des tassements. Plus de 60 % des tassements sont causés par les argiles plastiques dont le toit et le mur sont situés respectivement à environ 16 et 35 m sous le radier ;
- un comportement différé de la fondation, après sa mise en service, uniquement contrôlé par les argiles plastiques ;
- une tendance au gonflement des terrains due à la faible dissipation des surpressions interstitielles au sein des argiles plastiques entre l'excavation de fouille et le début du rechargement.

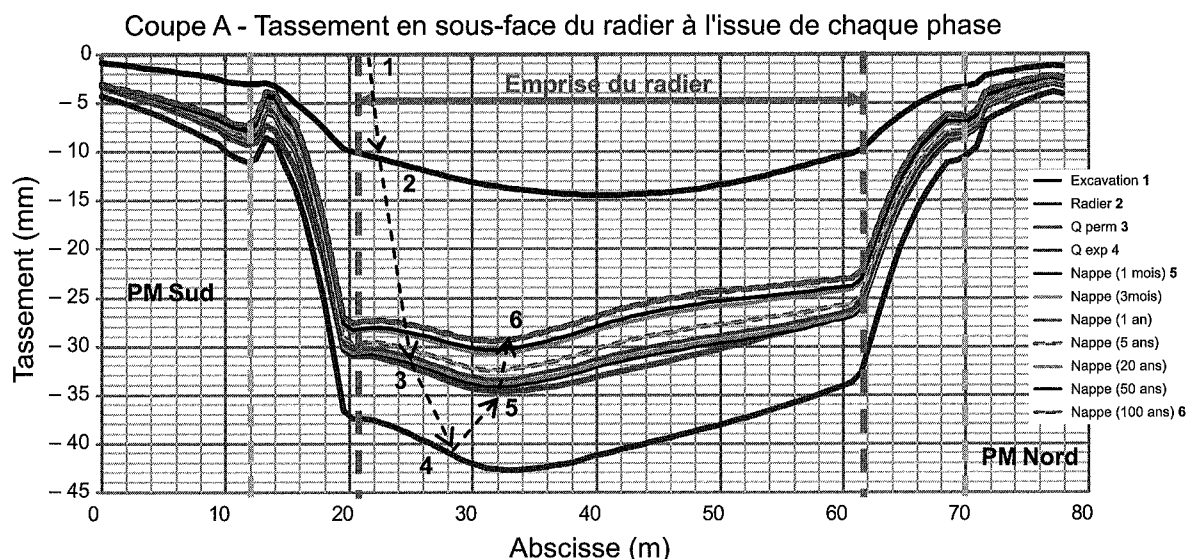


FIG. 12

Évolution des tassements en sous-face de radier le long de la coupe A.
Evolution of the raft settlement during the construction along section A.

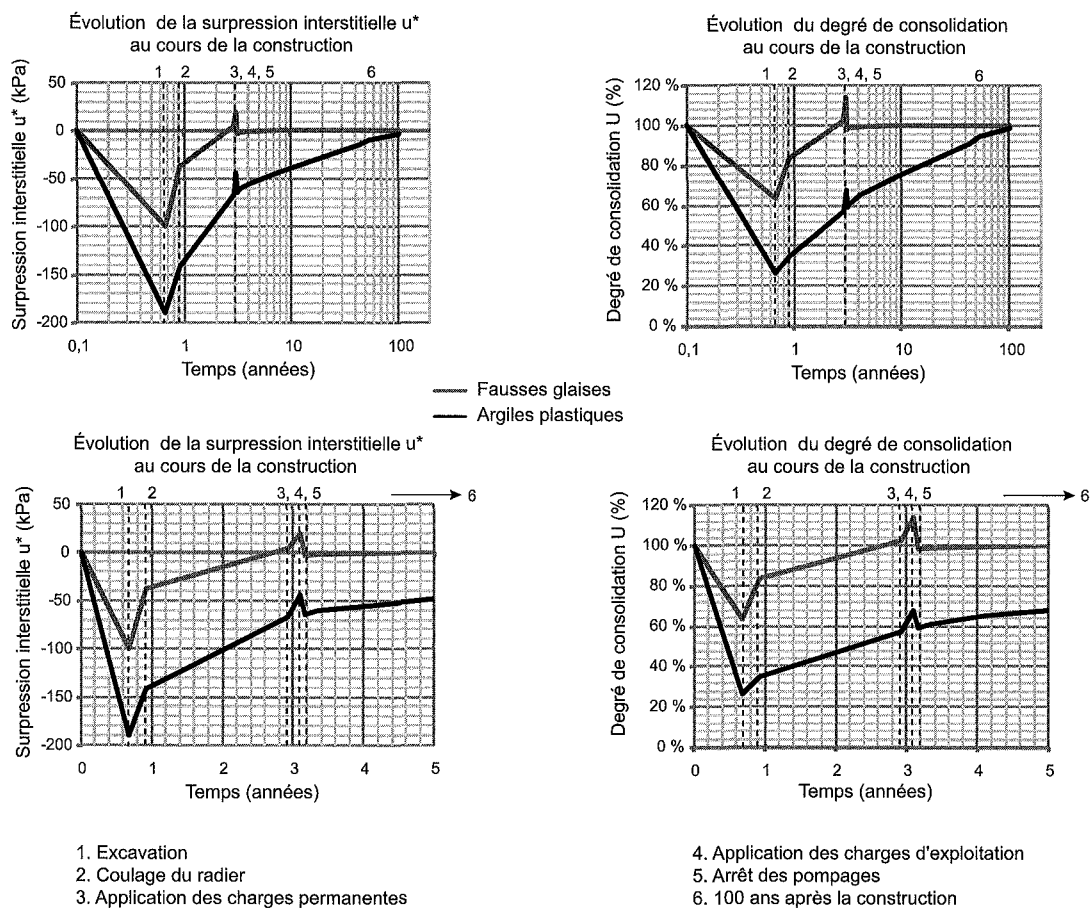


FIG. 13 Évolution des surpressions et degrés de consolidation au cours de la vie de l'ouvrage.
Evolution of the water excess pressure and consolidation degree during and after construction.

2.2

Modélisation avancée en phase d'exécution avec le modèle *Hardening Soil*

2.2.1

Choix de modélisations bidimensionnelles

Les études réalisées pendant la phase de projet ont montré, malgré la forte hétérogénéité des chargements sur le radier, des pressions homogènes en sous face de radier (Fig. 14). Du fait de sa forte épaisseur, le radier conduit à une bonne homogénéisation des pressions en sa sous face. Ainsi, l'aspect tridimensionnel de la descente de charges est fortement réduit par le système de fondation choisi. Pour les études d'exécution, il était donc envisageable de mener des calculs par éléments finis bidimensionnels permettant, tout en raffinant le maillage, de diminuer les tailles de modèle et donc les temps de calculs. Ce choix a permis *in fine* l'utilisation de lois de comportement avancées pour le sol et la réalisation d'études paramétriques afin de mieux appréhender le comportement des ouvrages.

2.2.2

Loi de comportement utilisée

La loi de comportement retenue pour les couches de sol situées sous le radier est un modèle élastoplastique avec écrouissage et prise en compte des phéno-

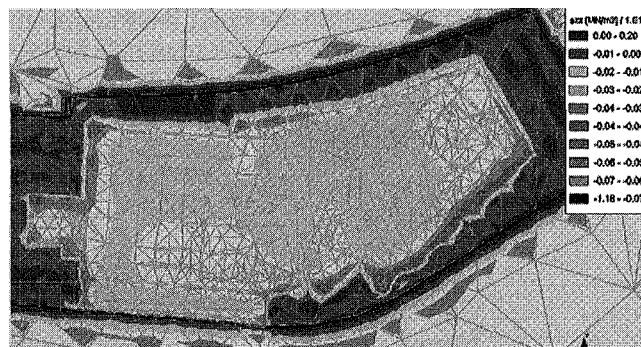


FIG. 14 **Modèle PRO. Contraintes verticales en sous face de radier sous charges d'exploitation.**
Project Phase model – Stress below the raft (service loads).

mènes de consolidation, nommé *Hardening Soil* dans le logiciel d'éléments finis PLAXIS. Ce modèle évolué a plusieurs avantages :

- différenciation entre module de chargement et de rechargement du sol, ce dernier étant usuellement 2 à 5 fois plus élevé. Ce point est crucial ici pour une bonne estimation des mouvements du radier de la structure, car le sol est sollicité par un chemin de contraintes représentant un déchargement global de la zone (les charges apportées par la structure sont globalement inférieures à celles retirées lors des terrassements de la fosse) ;

– évolution du module de déformation du sol en fonction de la contrainte moyenne. Le module augmente avec la contrainte effective locale ;

– prise en compte de la consolidation par la définition de la perméabilité des couches de sol et d'un phasage de construction alternant des phases de chargement avec des calculs élastoplastiques non drainés, et des phases de consolidation.

De par sa complexité, ce modèle nécessite la détermination de nombreux paramètres géotechniques pour chaque couche. Pour l'étude des déplacements du radier, les paramètres suivants ont une grande importance.

– paramètres de déformation :

- $E_{50, \text{ref}}$: module déviatorique sécant à une contrainte moyenne de 100 kPa,
- $E_{\text{oed, ref}}$: module œdométrique à une contrainte moyenne de 100 kPa,
- $E_{\text{ur, ref}}$: module sécant en déchargement/rechargement à une contrainte moyenne de 100 kPa,
- m : exposant gouvernant la variation du module en fonction de la contrainte effective moyenne ;
- perméabilité des couches d'argiles.

Les méthodes utilisées pour déterminer ces paramètres dans les couches d'argile sont présentées dans la suite.

2.2.3

Détermination des paramètres de déformation des couches argileuses

Dans ces couches, les paramètres de déformation ont été déterminés à partir des essais œdométriques réalisés sur des échantillons supposés non remaniés.

2.2.3.1

Détermination de $E_{\text{oed, ref}}$ et m

Plusieurs essais œdométriques ayant été réalisés sur des échantillons de fausses glaises ou d'argile plastique, nous disposons de valeurs de module œdométrique (E_{oed}) pour divers paliers de chargement, ce qui permet d'étudier son évolution en fonction de la contrainte, et de déterminer le module $E_{\text{oed, ref}}$ (valeur de E_{oed} pour une contrainte de 100 kPa) et le coefficient m par calage de la courbe théorique du modèle *Hardening Soil* :

$$E_{\text{oed}}(\sigma) = E_{\text{oed, ref}} \left(\frac{\frac{c'}{\tan \phi} + \sigma}{\frac{c'}{\tan \phi} + \sigma_{\text{ref}}} \right)^m$$

avec $\sigma_{\text{ref}} = 100$ kPa.

La figure 15 présente la détermination des valeurs de m et $E_{\text{oed, ref}}$ dans la couche de fausses glaises. une détermination similaire a été réalisée dans la couche d'argile plastique.

2.2.3.2

Détermination de $E_{50, \text{ref}}$

En l'absence d'essais triaxiaux sur des échantillons d'argile, on a adopté une valeur de $E_{50, \text{ref}}$ égale à celle de $E_{\text{oed, ref}}$.

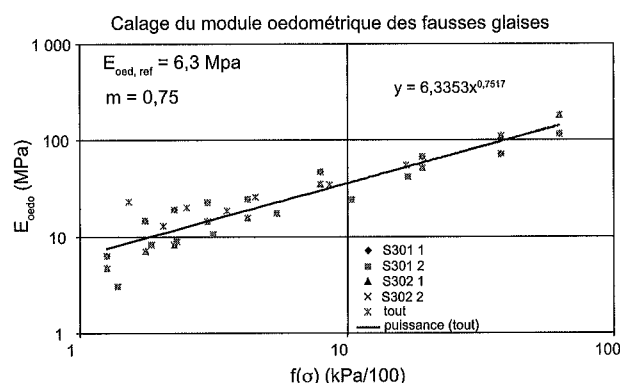


FIG. 15 Détermination de $E_{\text{oed, ref}}$ et m dans les fausses glaises.

Determination of $E_{\text{oed, ref}}$ and m in the « fausses glaises » clay layer.

2.2.3.3

Détermination de $E_{\text{ur, ref}}$

En l'absence d'essais triaxiaux, on a supposé que le module déviatorique de rechargement est égal au module œdométrique de rechargement. La procédure de détermination est similaire à celle utilisée pour la détermination de $E_{\text{oed, ref}}$. Les seules différences sont les suivantes :

– le paramètre m est fixé à la valeur déterminée précédemment ;

– on dispose ici d'un nombre moins important de valeurs de modules, la détermination de $E_{\text{ur, ref}}$ est donc moins précise que celle de $E_{\text{oed, ref}}$.

La figure 16 montre la détermination de la valeur de $E_{\text{oed, ref}}$ dans la couche d'argile plastique (m a été déterminé auparavant et est égal à 0,75).

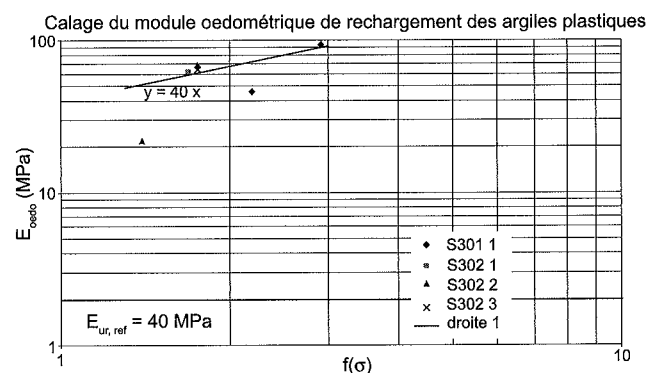


FIG. 16 Détermination de $E_{\text{ur, ref}}$ et m dans les argiles plastiques.

Determination of $E_{\text{ur, ref}}$ and m in the plastic clay layer.

2.2.4

Définition de la perméabilité des couches argileuses

L'interprétation des essais œdométriques réalisés sur des échantillons d'argile conduit à la définition de perméabilités très faibles pour les couches d'argile (inférieures à 10^{-11} m/s), qui ne sont pas réalistes. Cela est probablement dû à un remaniement inévitable des échantillons. Une corrélation entre perméabilité et limite de liquidité des couches d'argile a donc été utilisée pour définir les valeurs de perméabilité des

fausses glaises et des argiles plastiques (Fig. 17). Cela a conduit aux valeurs de perméabilité indiquées dans le tableau III.

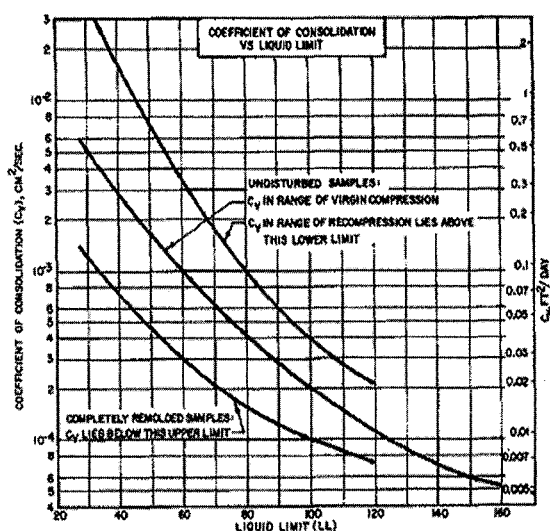


FIG. 17 Corrélation entre perméabilité et limite de liquidité.
Correlation between permeability and liquid limit for clays.

TABEAU III Perméabilités considérées dans les couches argileuses.
Design clay layer permeabilities.

Couche	Perméabilité (m/s)
Fausses glaises	1.10^{-10}
Argile plastique	1.10^{-11}

2.2.5

Rétroanalyse du déplacement vertical des parois moulées

Des mesures du déplacement vertical des parois moulées ayant été réalisées au cours de l'excavation de la fouille, une rétroanalyse à l'aide du logiciel par éléments finis PLAXIS (Fig. 18) a été réalisée, avec les paramètres de sol préalablement déterminés, pour confronter les estimations de déplacement vertical des parois moulées avec les mesures. En effet, ce déplacement vertical (qui est ici un soulèvement) est direc-

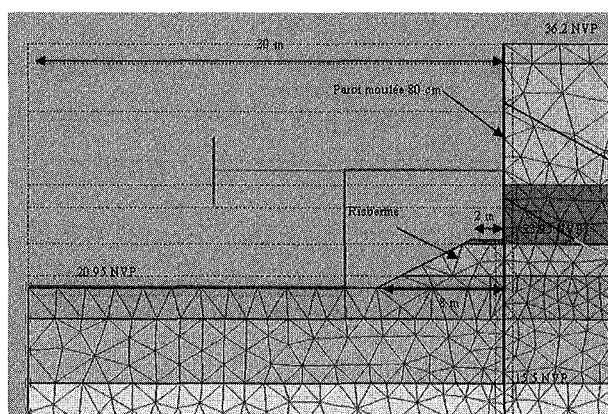


FIG. 18 Modèle PLAXIS d'étude des déplacements de la paroi moulée.
PLAXIS model for the study of the diaphragm wall displacements.

tement lié au module de déformation des couches sous-jacentes. Moins ces couches sont déformables, moins la paroi moulée remonte lors de l'excavation de la fouille.

Ce calcul a montré que les déplacements verticaux estimés à partir des paramètres de base étaient plus élevés que les valeurs mesurées (Fig. 19). Les modules de déformation du sol sont donc sous-évalués. Une augmentation des modules des couches situées sous le futur radier a été réalisée jusqu'à obtenir des valeurs de déplacement vertical compatibles avec les mesures. Cela a conduit à une multiplication des modules de déformation de ces couches par un facteur égal à 1,75.

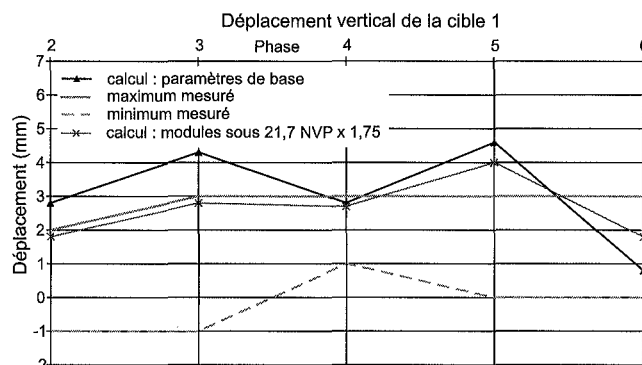


FIG. 19 Déplacements verticaux de la paroi moulée.
Mesures et estimations.
Diaphragm wall vertical displacements.
Measured and calculated displacements.

2.2.6

Étude de sensibilité

Pour tenir compte de la variabilité des modules de déformation et de la perméabilité du sol, des calculs ont été réalisés en utilisant six jeux de paramètres différents, définis par les plages de variation suivantes :

- perméabilité : $\times 0,1$ à $\times 10$, ce paramètre étant par essence soumis à une forte variabilité ;
- modules de déformation du sol : -30% à $+20\%$.

Les calculs de déformation du radier ont été réalisés en prenant en compte ces plages de variation. Le jeu de paramètres le plus critique a été utilisé pour calculer les tassements différentiels et dimensionner les structures.

Les courbes de tassement provenant de ce modèle, présentées dans la suite, ont été calculées avec les paramètres caractéristiques.

2.3

Comparaison entre les modules de sol retenus pour les modélisations en phases de projet et d'exécution

Le graphe de la figure 20 permet de comparer les modules d'Young drainés en rechargement E' , définis pour la modélisation en phase de projet avec les modules de référence drainés en rechargement du modèle *Hardening Soil* $E_{ur,ref}$ définis pour la modélisation en phase d'études d'exécution.

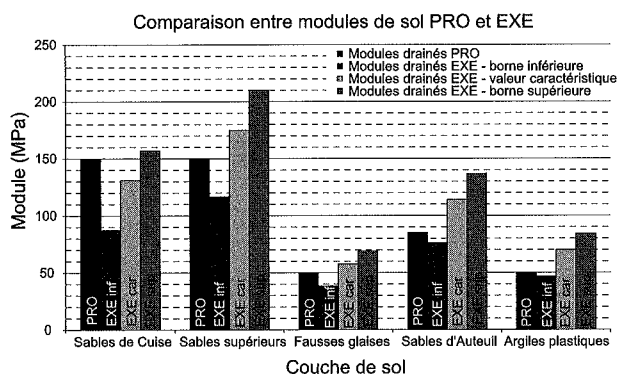


FIG. 20 Comparaison entre modules de sol PRO et EXE.
Comparison between Project Phase and Execution Phase soil moduli.

On remarque que les premiers modules (phase projet) se situent bien dans la plage de variation des modules en rechargement (phase exécution) pour toutes les couches de sol, ce qui montre la cohérence des deux méthodes utilisées pour la détermination des modules.

On constate également que les modules en phase de projet, retenus pour les couches argileuses (qui sont à l'origine de la grande majorité des tassements), sont globalement plus faibles que les modules caractéristiques en phase d'études d'exécution. Les tassements du radier calculés avec les premiers seront donc plus élevés que ceux calculés avec les secondes valeurs (caractéristiques).

2.4

Cinématique des déformations

Les calculs réalisés en phase EXE suivant différentes coupes d'ouvrage ont permis de retrouver une cinématique des déformations similaire à celle du modèle de PRO :

- les terrassements sont à l'origine d'un soulèvement du fond de fouille ;
- les apports de charges, liés à la construction du radier, de la structure et de la mise en service du bâtiment, seront à l'origine d'un tassement global du radier ;

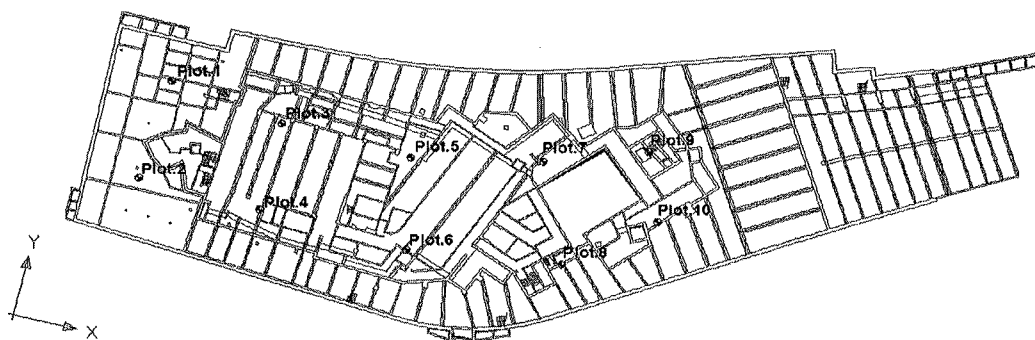


FIG. 21 Position des plots de mesure.
Location of the settlement monitoring points.

– après la mise en service, les effets différés des couches argileuses seront à l'origine d'une remontée générale du radier.

La sensibilité de la réponse de la fondation en fonction du jeu de paramètres retenu est assez importante. On notera notamment, que le jeu de « hautes perméabilités » est à l'origine d'une cinématique de tassement du radier à long terme.

Le prochain paragraphe comparera, le long d'une coupe particulière, les résultats des modélisations PRO et EXE et les confrontera à l'instrumentation mise en place.

3

Comparaison des résultats des modèles et confrontation avec les mesures

3.1

Soulèvement du fond de fouille avant coulage de l'ouvrage

Les mesures de déplacement du fond de fouille ont débuté cinq mois après la fin de la majeure partie des terrassements. Elles ont été réalisées sur une durée de trois mois, relativement courte par rapport aux phénomènes de consolidation. Les relevés de déplacement vertical en différents points de la fouille et les estimations selon les deux modèles de calcul peuvent être comparés (Figs. 21 et 22).

Les deux modèles sont en bon accord avec les mesures pour les plots 1 à 6. La différence observée sur les autres plots, situés dans la partie est de la fouille, s'explique par la réalisation d'un terrassement supplémentaire dans cette zone pendant la période des mesures. Le soulèvement du fond de fouille mesuré vaut 1 mm par mois en moyenne, pour une valeur calculée de 0,7 mm par mois (modèle en phase de projet) à 1,3 mm par mois (modèle en phase d'études d'exécution).

Cette observation est une première confirmation de la validité des valeurs de perméabilité et de modules de déformation des couches d'argile introduits dans les modèles.

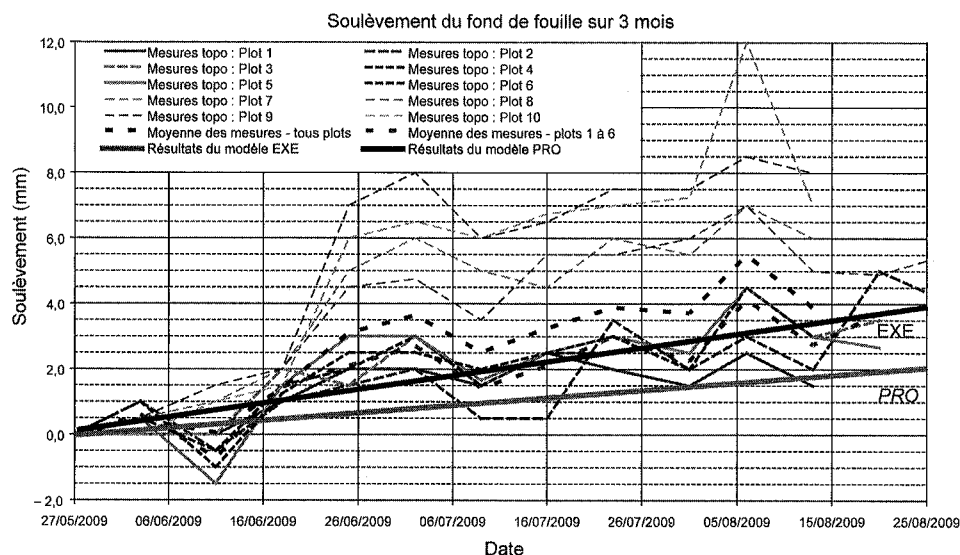


FIG. 22 Souèvement du fond de fouille : estimations et mesures.
Bottom of excavation heave : calculated and measured displacements.

3.2

Tassement sous poids propre du radier

Des mesures de déplacement ont été réalisées lors du coulage du radier aux points suivants (Fig. 23) : coffrages périphériques (murs CHAPSOL) et fosses du radier. La figure 24 présente la comparaison des valeurs de tassement calculées et mesurées à la fin du coulage du radier le long de la coupe A-A (indiquée sur la figure 23).

Le tassement du radier dû à son poids propre varie entre environ 4 mm au bord et 7 à 10 mm au centre à la fin de sa construction (d'une durée de trois mois).

Là aussi, les valeurs mesurées sont plutôt en bon accord avec les estimations, compte tenu des incertitudes inhérentes aux mesures, et de l'hypothèse de modélisation consistant à considérer le coulage du radier comme un événement instantané suivi d'une période de consolidation (ici trois mois), ce qui n'est pas le cas en pratique.

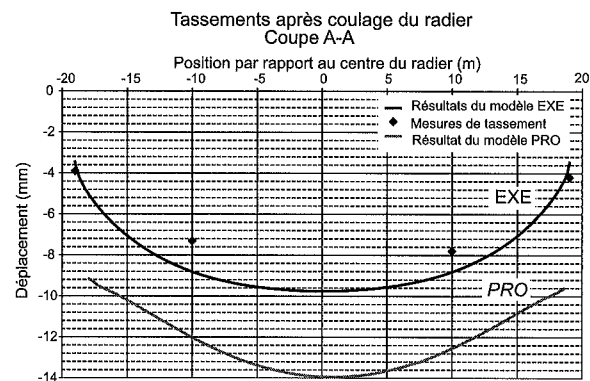


FIG. 24 Tassement du radier sous son poids propre : estimations et mesures.
Settlement of the raft under its own weight : calculated and measured displacements.

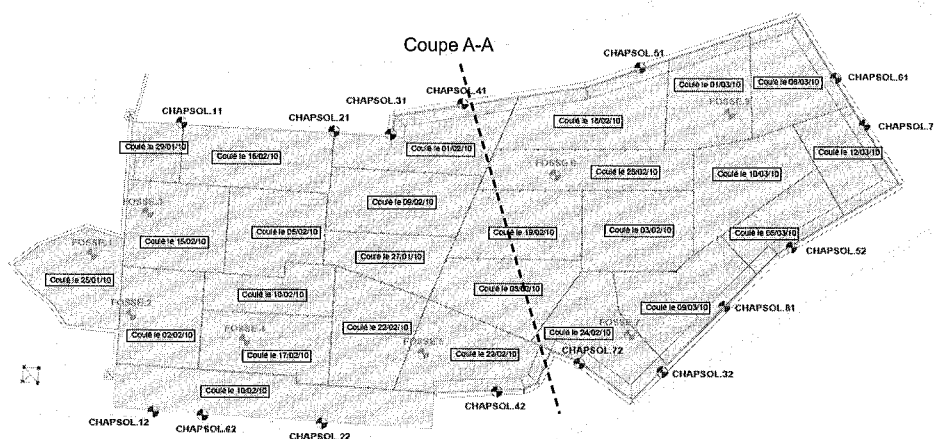


FIG. 23 Position des points de mesure.
Location of the settlement monitoring points.

On peut enfin noter que le modèle en phase d'études d'exécution (avec paramètres de sol caractéristiques) fournit des tassements en meilleur accord avec les mesures pour ce cas de chargement. Ce modèle a en effet pour avantage une modélisation plus fine du comportement du sol, et son principal inconvénient, l'absence de prise en compte du caractère tridimensionnel, n'a pas de conséquence pour ce cas de chargement uniforme.

3.3

Tassement à la fin de la construction de l'ouvrage

La construction du bâtiment n'étant pas encore achevée, on ne dispose pas de mesures de tassement du radier sous charge d'exploitation. Cependant, il est intéressant de comparer les estimations de tassement à court terme et à long terme données par les deux modèles utilisés.

La figure 25 représente les tassements calculés entre la fin du coulage du radier et la fin de la construction de l'ouvrage (court terme) ou 100 ans après la fin de la construction de l'ouvrage (long terme), sur la coupe A-A, pour chacun des modèles.

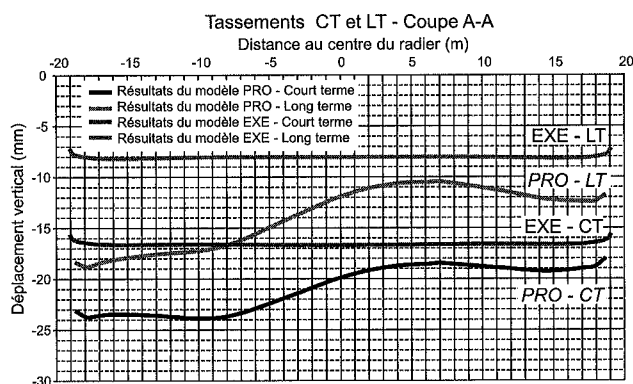


FIG. 25 Tassement à court terme et à long terme du radier sous charges permanentes et d'exploitation : estimations.
Calculated short term and long term settlement of the raft under the permanent and service loads.

Comme précédemment, les résultats du modèle en phase de projet donnent des tassements plus importants que ceux du modèle en phase d'études d'exécution, tout en restant du même ordre de grandeur :

- tassement à court terme moyen : 21 mm pour le modèle de phase PRO, 16 mm pour le modèle de phase EXE ;
- pour les deux modèles, le radier remonte d'environ 10 mm durant les 100 ans d'exploitation de l'ouvrage, à cause de la lente dissipation des surpressions interstitielles dans l'argile.

Les différences de tassement observées sont à nuancer, car il convient de rappeler que la seconde série de calcul (phase d'exécution) a été réalisée avec plusieurs jeux de paramètres, montrant une variabilité des tassements de + 30 % à - 20 % par rapport à la courbe correspondant aux paramètres de sol « caractéristiques ». Les tassements calculés avec le modèle en phase de projet se situent dans cette plage de variabilité.

Enfin, l'intérêt de la modélisation tridimensionnelle réalisée dans la première approche est ici évident. Cette modélisation donne une déformée du radier moins uniforme (et probablement plus réaliste) que celle obtenue dans les modélisations planes, grâce à la prise en compte de la distribution tridimensionnelle des descentes de charges.

Notamment le modèle de PRO permet de bien mettre en évidence le « basculement » du radier vers le sud le long de la coupe A, sous l'effet de la dissymétrie de charges liée à la présence de l'escalier sud-est : zone la plus chargée de la fondation.

Ces valeurs de tassement seront confrontées aux mesures réalisées tout au long de la construction de l'ouvrage.

4

Conclusion

Cet article a présenté deux approches différentes de modélisation du comportement du radier d'un ouvrage dans des contextes géométrique (descentes de charge fortement tridimensionnelles) et géotechnique (ouvrage « en déchargement » construit au-dessus d'horizons argileux compressibles) complexes :

- une méthode reposant sur une modélisation par éléments finis 2D avec une loi évoluée pour décrire le comportement non linéaire du sol, prenant en compte les phénomènes d'écrouissage et de consolidation, qui nécessite le calage de plusieurs paramètres à partir d'essais de sol soignés *in situ* ou en laboratoire ;
- une méthode reposant sur une modélisation par éléments finis 3D, prenant en compte la complexité de l'ouvrage, et une loi de comportement plus simple du sol.

La comparaison de ces deux approches et leur confrontation avec les mesures de déplacement, réalisées lors de la construction de l'ouvrage, montrent qu'elles donnent toutes les deux des résultats voisins, et proches des mesures. En fait, ces modélisations sont complémentaires pour la compréhension du comportement du radier de l'ouvrage, car chacune d'elle met en lumière un point particulier influençant la valeur et l'évolution des tassements de l'ouvrage :

- la géométrie tridimensionnelle de l'ouvrage pour la modélisation en phase de projet ;
- le comportement non linéaire et différé du sol pour les modélisations planes (phases d'exécution).

Bibliographie

Combarieu O. – L'usage des modules de déformations en géotechnique. *Revue française de géotechnique*, n° 114, 2006, p. 3-32.

L'essai de chargement de pointe : un moyen de caractérisation améliorée des sols

H. ALI¹

Université Blaise-Pascal
Clermont-Ferrand
Actuellement chargé
d'affaires à Sol Solution (63)
hassan.ali.geotech@
gmail.com

Résumé

L'essai de chargement d'une pointe pénétrométrique (*Cone Loading Test*, essai CLT) est un nouvel essai de reconnaissance des sols *in situ*, qui constitue une amélioration majeure de l'essai de pénétration statique avec une pointe piézocône (CPTu). L'essai de chargement de pointe consiste à interrompre la pénétration classique (EN ISO 22476-1) à une cote souhaitée et à réaliser un chargement par paliers successifs de la pointe jusqu'à la rupture du sol. La courbe de chargement, reliant la pression appliquée sur la pointe au tassement de celle-ci, est riche en renseignements sur la déformabilité des sols. L'essai permet une caractérisation améliorée des sols en fournissant des paramètres de déformabilité aussi bien que les paramètres de résistance obtenus lors d'un essai de pénétration statique classique. En considérant que la pointe du pénétromètre est un modèle réduit de pieu, une retombée directe de l'essai CLT est sa capacité d'être un outil de dimensionnement pour les fondations. A cet effet, une méthode directe utilisant la résistance de pointe et le frottement latéral limite de l'essai CLT a été proposée pour calculer la capacité portante et prédire le tassement d'un pieu.

Mots-clés : module de déformation, essai *in situ*, chargement de pointe, pieu.

The cone loading test: an improved soil characterization test

Abstract

The Cone Loading Test (CLT) is a new *in situ* test, which constitutes a major improvement to the piezocone penetration test (CPTu). The cone loading test consists in stopping the penetration (EN ISO 22476-1) at a desired depth, and carrying out a loading of the cone by successive load steps until the ground failure. The obtained loading curve, which relates the pressure applied on the cone in each step to the cone settlement, is rich in information regarding soil deformability. Therefore, the test allows improved soil characterization by providing deformability parameters as well as the strength parameters obtained during a CPT test. By considering that the cone penetrometer is a reduced pile model, a very practical and interesting outcome is the potential of the cone loading test to be a foundations dimensioning tool. For this purpose, a direct method using the cone resistance and limit side friction of the CLT was proposed to calculate the bearing capacity, and predict the pile settlement.

Key words: deformation, soil tests, cone loading, numerical and physical modelling, pile.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} octobre 2012.

⁽¹⁾ Monsieur Hassan Ali a obtenu le prix Jean Kerisel 2010 décerné par le Comité français de mécanique des sols et de géotechnique.

Introduction et principe de l'essai

De nombreux essais de reconnaissance permettent de déterminer une relation entre les contraintes et les déformations, mais aucun essai ne permet d'obtenir des modules de déformation valables dans toute la plage des déformations utilisée en géotechnique. Parmi les essais de reconnaissance des sols *in situ*, les essais de pénétration sont caractérisés par leur simplicité. En se basant sur l'essai de pénétration statique au piézocône (CPTu) largement employé et en profitant des avantages des essais de pénétration, nous avons développé un nouvel essai « hybride » offrant une amélioration de la caractérisation des sols en combinant le fonçage classique au pénétromètre avec un chargement incrémental de la pointe dans le but d'obtenir des paramètres de résistance aussi bien que des paramètres de déformabilité.

L'essai de chargement de pointe inclut une phase de pénétration statique classique réalisée selon un protocole précis décrit par la norme européenne EN ISO 22476-1:2006 et la norme Française NF P94-113. Il bénéficie de ce fait de tous les avantages de l'essai CPT classique, et s'applique dans un domaine assez large de reconnaissance des sols.

L'essai de chargement de pointe est simple et rapide. Son principe (Fig. 1) consiste à interrompre la pénétration classique à une cote souhaitée, qualifiée de profondeur d'essai, et à effectuer un chargement par paliers successifs ou à vitesse constante très lente de la pointe

pénétrométrique (Faugeras *et al.*, 1983). Avant de commencer l'essai, un temps d'attente conventionnel de 10 minutes environ est nécessaire pour permettre aux surpressions interstitielles générées lors du fonçage de la pointe de commencer à se dissiper. Durant l'essai, on enregistre la courbe de chargement reliant la pression appliquée sur la pointe au tassement de celle-ci. D'autres informations sont également mesurées, comme la variation de la pression interstitielle et du frottement latéral local sur le manchon de frottement en fonction du déplacement (Fig. 1).

Installations spécifiques

L'essai de chargement de pointe est réalisé avec un matériel classique d'essais pénétrométriques en y ajoutant quelques installations spécifiques, pour réaliser la phase de chargement par paliers. Après l'arrêt du fonçage classique, et durant la phase d'attente permettant la relaxation des efforts et la dissipation des pressions interstitielles, un capteur de déplacement est installé en surface et fixé sur une structure rigide ancrée dans le sol et indépendante du bâti du pénétromètre (Figs. 2 et 3).

Le référentiel des déplacements est pris sur un plateau fixé sur le train de tiges (Fig. 4). Pour réaliser les paliers de chargement, une pompe hydraulique à main (Fig. 5) est branchée sur le circuit hydraulique du pénétromètre. Le système d'acquisition des données com-

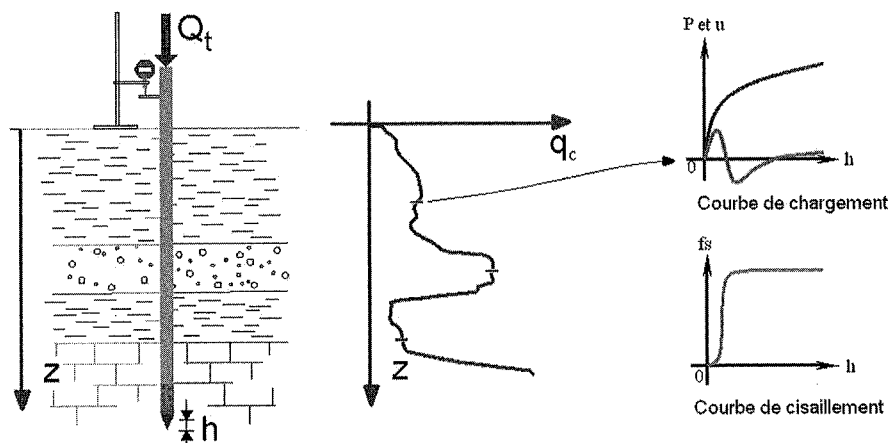


FIG. 1 Principe de l'essai de chargement de pointe.
Cone loading test principle.

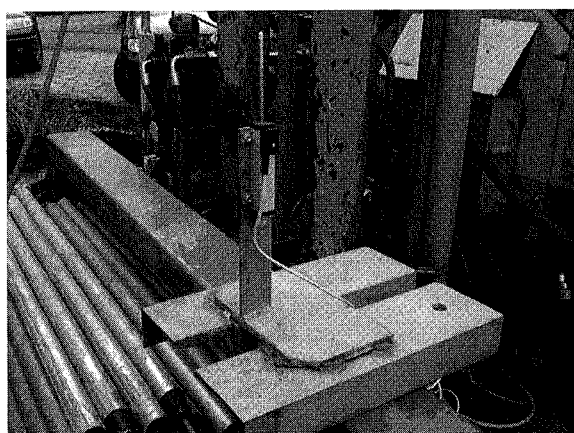


FIG. 2 Capteur de déplacement.
Cone displacement transducer.

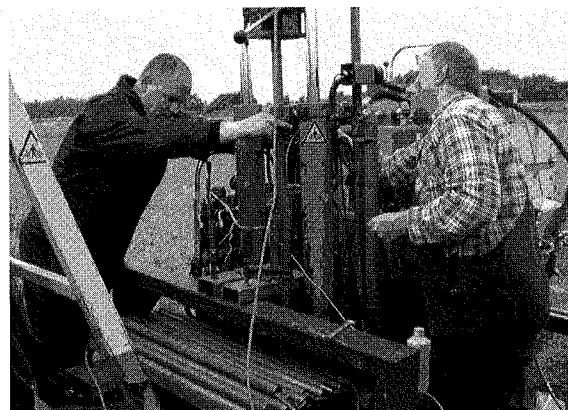


FIG. 3 Structure fixe ancrée dans le sol.
Solid fixed structure.

prend, d'une part, un ordinateur portable qui permet de visualiser et d'enregistrer en temps réel les données relatives à l'essai de pénétration classique et, d'autre part, un enregistreur de données (Data-logger, Fig. 6) qui permet d'enregistrer d'une façon continue en fonction du temps (avec une mesure toutes les secondes), en plus des données de l'essai CPT classique, la valeur du déplacement de la pointe, ainsi que la pression totale en tête mesurée à l'aide d'un capteur de force branché sur le système hydraulique (Fig. 7). Une vue d'ensemble de l'appareillage est présentée sur la figure 8.

Mode opératoire

Avant de présenter le mode opératoire de l'essai CLT, il est nécessaire de rappeler que cet essai, à l'instar des essais *in situ* auxquels on est tenté de le comparer, nécessite quelques corrections afin d'aboutir lors de l'interprétation à des paramètres géotechniques comparables à ceux des autres essais. Pour définir un protocole expérimental robuste, il est nécessaire de

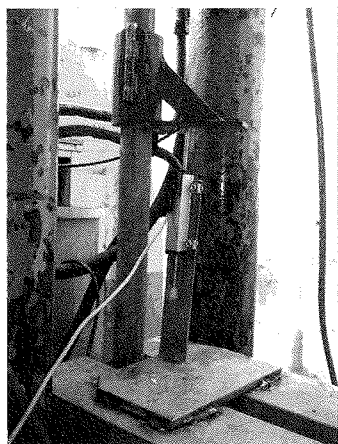


FIG. 4 Système de mesure du déplacement.
Displacement measurement system.

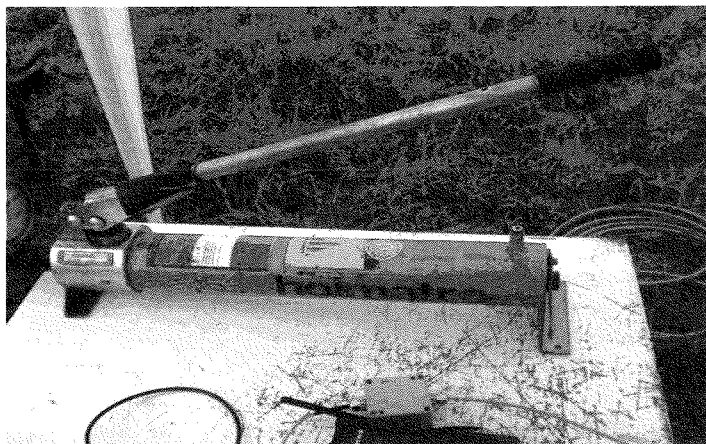


FIG. 5 Pompe à main.
Manual pump.

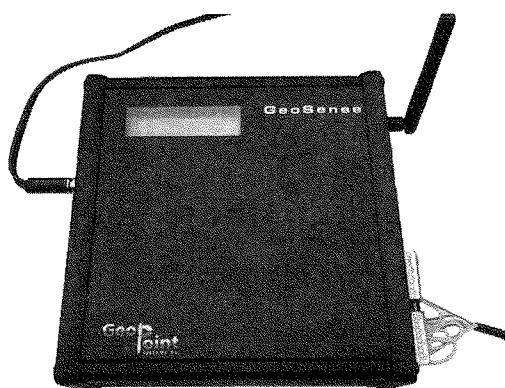


FIG. 6 Enregistreur des données.
Data-logger.

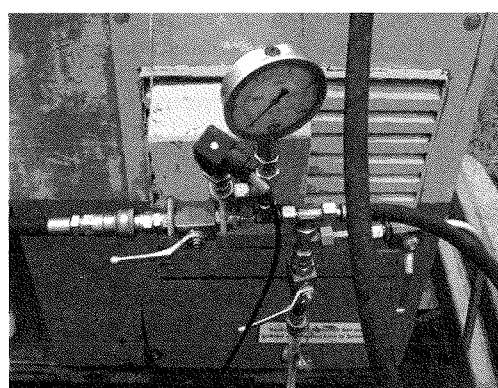


FIG. 7 Capteur de poussée totale en tête.
Total head pressure.

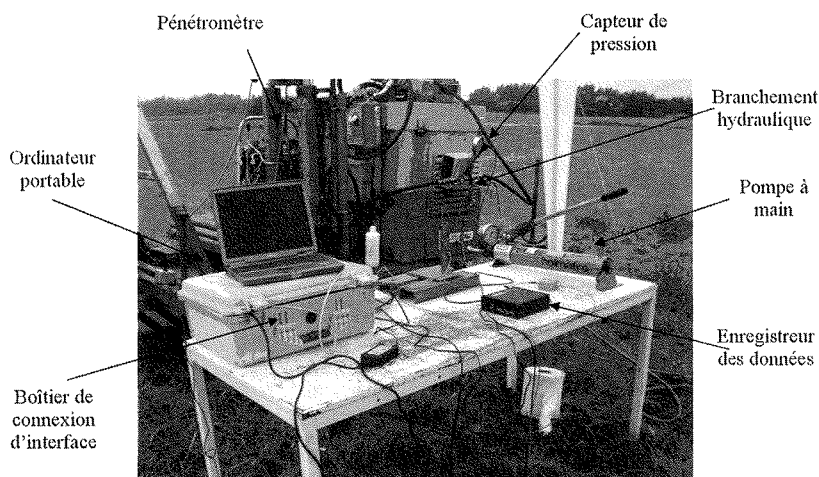


FIG. 8 Vue d'ensemble du matériel de l'essai de chargement de pointe.
General view of the cone loading test equipments.

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. D'autres facteurs influencent l'interprétation et imposent de réaliser des corrections sur les résultats bruts de mesure comme la compression élastique des tiges et le type de pointe utilisée (avec ou sans réducteur de frottement (Ali *et al.*, 2008)).

Le mode opératoire de l'essai se déroule en respectant des phases successives. La première phase est la mise en place du matériel permettant de positionner le pénétromètre sur le point du sondage. On distingue les étapes suivantes :

- installation de la structure de réaction (mini-chenillard ancré dans le sol avec des vis d'ancrage hélicoïdales ou lesté). La durée de cette étape dépend des conditions d'accès au site, mais aussi du type de réaction requise ;
- branchement de tous les équipements électroniques du système d'acquisition ;
- installation de la barre-support du dispositif de mesure de déplacement, indépendante du bâti du pénétromètre et fixe durant l'essai.

Il faut ensuite vérifier l'état de la pointe (propreté, état des joints et des filtres) et procéder à sa saturation. La deuxième phase consiste à réaliser d'un essai de pénétration statique classique qui fournit un pénétrogramme [$q_c = f(z)$], selon la norme EN ISO 22476-1 (2006).

L'essai de pénétration classique est ensuite suivi d'une phase de relaxation dans laquelle on arrête la pénétration à une cote souhaitée (z , q_c), qualifiée de profondeur de l'essai de chargement de pointe, en relâchant l'effort appliqué sur le système de guidage. Un temps d'attente moyen de 10 minutes environ est nécessaire pour permettre aux surpressions interstitielles de commencer à se dissiper. Après ces minutes d'attente, on débloquent le train de tiges afin d'accélérer le processus de relaxation des efforts et permettre de minimiser les charges résiduelles sur la pointe. L'importance de cette procédure de déblocage a été démontrée dans une campagne dédiée, réalisée par la société Lankelma, ainsi que durant toutes les campagnes d'essais *in situ* menées dans le cadre du projet (Ali, 2010). La phase d'attente permet de mettre en place deux matériels spécifiques nécessaires pour la réalisation de l'essai de chargement de pointe, il s'agit de la pompe à main reliée au circuit hydraulique du CPT et du capteur de mesure du déplacement.

La phase essentielle de l'essai est la phase de chargement par paliers qui intervient après la phase de relaxation, signalée par l'écoulement de la durée d'attente fixée au préalable, ou par l'atteinte de la charge résiduelle finale stabilisée sur la pointe après le déblocage des tiges. Un chargement par n paliers d'intensité q_c/n (Fig. 9) peut ainsi commencer en utilisant la pompe à main. q_c est la résistance de pointe classique obtenue juste avant l'arrêt du fonçage au niveau de la profondeur voulue. Le nombre de paliers (n) dépend de la nature et de la consistance des sols, il peut varier entre 10 pour les sols peu à moyennement denses et 20 ou plus, pour les sols denses à très denses. Dans notre protocole expérimental, nous avons fixé à 10 le nombre de paliers pour avoir un nombre unique de référence, et pour se caler par rapport à d'autres essais, comme par exemple, l'essai de chargement statique de pieux (AFNOR NF P 94-150). Chaque palier est maintenu

constant pendant 60 secondes. Durant chaque palier, on enregistre la pression appliquée sur la pointe, le déplacement de la pointe, le frottement latéral sur le manchon, la pression interstitielle et la pression totale dans les vérins. Quand on atteint la charge limite de l'essai de chargement de pointe (q_{CLT}) qui se manifeste par un passage à la plasticité et des déplacements importants pour une faible variation de charge, le déchargement peut se faire par paliers ou d'une façon continue (Fig. 9).

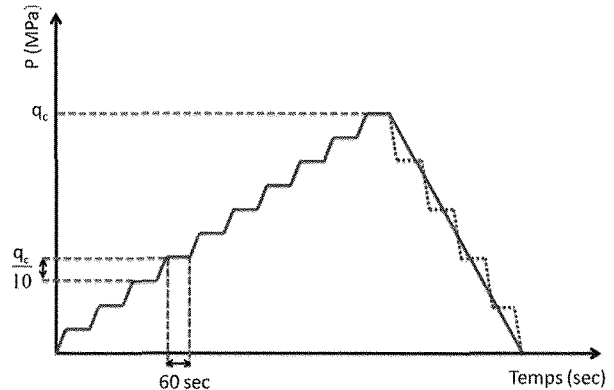


FIG. 9 Programme de chargement de l'essai de chargement de pointe.
Cone loading test program.

4

Résultats de l'essai de chargement de pointe

L'essai CLT est intégré à un essai CPT classique. Il fournit donc les paramètres mesurés comme la résistance de pointe q_c , le frottement latéral f_s , la pression interstitielle u , ainsi que des paramètres calculés comme le rapport de frottement R_f (utilisé essentiellement pour la classification des sols) et tout autre paramètre ou module issu d'une corrélation permettant d'accéder aux différentes propriétés du sol. L'essai CLT apporte également de nouvelles informations dont l'exploitation conduit à des paramètres de déformabilité aussi bien que des paramètres de résistance. Dans ce qui suit, nous présentons quelques résultats essentiels de l'essai CLT.

4.1

Courbe de chargement

Elle relie la pression appliquée sur la pointe pour chaque palier de chargement au tassement de cette dernière, mesuré au bout de 60 secondes. Cette courbe est constituée de deux parties distinctes : une première partie pseudo-élastique quasiment linéaire et une seconde partie caractérisant le passage à la plasticité sous forme d'un palier plastique (Figs. 11 et 15). L'analyse de la courbe de chargement est riche en renseignements sur la déformabilité des sols.

Frottement latéral limite $f_{s\text{ CLT}}$

Le paramètre $f_{s\text{ CLT}}$ est la valeur maximale obtenue à partir de la courbe de mobilisation de frottement représentant la variation du frottement mesuré sur le manchon en fonction du déplacement de la pointe (Fig. 10). La valeur de $f_{s\text{ CLT}}$ ne correspond pas à la valeur de pic qui peut apparaître. Elle est définie par convention comme la valeur maximale après stabilisation du frottement latéral. Cette courbe est obtenue d'une manière analogue à celle des courbes de mobilisation d'un essai de chargement statique d'un pieu.

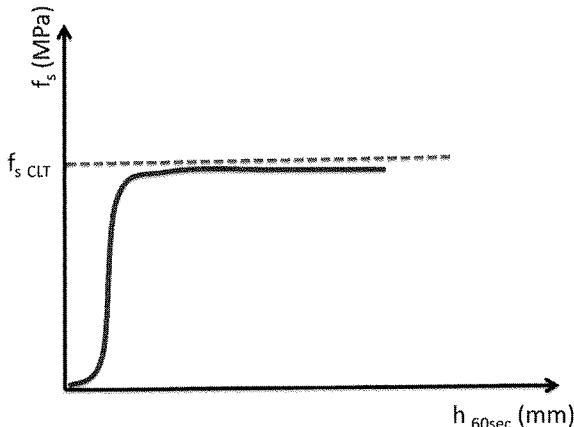


FIG. 10 Courbe de mobilisation de frottement.
Friction mobilization curve.

4.3

Charge limite q_{CLT} de l'essai de chargement de pointe

q_{CLT} est la charge maximale atteinte à la rupture lors de l'essai de chargement de pointe (Fig. 11). Cette charge limite est généralement plus petite que la résistance à la pénétration classique q_c , car elle est obtenue à une vitesse de pénétration beaucoup plus petite que 2 cm/sec.

4.4

Modules de déformation de l'essai de chargement de pointe

Le module de déformation est une caractéristique essentielle de l'essai de chargement de pointe. Il est calculé à partir de la courbe de chargement. Pour cela, on utilise la formule de Boussinesq (Faugeras *et al.*, 1983), en assimilant la pointe terminée par un cône à une petite plaque circulaire rigide encastrée à une profondeur h à l'intérieur d'un massif élastique semi-infini non pesant de caractéristique E et ν (E module d'Young et ν coefficient de Poisson) :

$$E = (1 - \nu^2) \cdot \frac{\Delta P}{\Delta h} \times \frac{\pi R}{2} \times \frac{1}{k_M} \quad (1)$$

où k_M est le coefficient d'encastrement de Mindlin, pris égal à 2 (Mindlin, 1936), l'encastrement pouvant être considéré comme infini.

Différents modules de déformation peuvent être déduits de la courbe de chargement (modules tangents et sécants ou en déchargement) (Fig. 11). Ils sont définis par des expressions dont la forme générique est

l'équation (1) où $(\Delta P / \Delta h)$ est une approximation de la valeur de la pente de la portion de courbe de chargement considérée pour définir le module.

4.4.1

Module tangent initial $E_{0\text{ CLT}}$

Le module tangent initial est calculé à partir de l'équation suivante, application numérique de l'équation (1) :

$$E_{0\text{ CLT}} = \frac{\Delta P}{\Delta h} \times 0,7 \times R \quad (2)$$

$(\Delta P / \Delta h)$ désigne la pente de la première partie linéaire caractérisant la phase pseudo-élastique de la courbe de chargement et R , le rayon de la pointe. Le facteur 0,7 est une approximation de la quantité $(1 - \nu^2) \cdot \pi / 2k_M$ avec $\nu = 0,3$.

4.4.2

Module à 50 % de chargement $E_{50\text{ CLT}}$

Le module à 50 % de chargement de l'essai CLT est déterminé comme le module $E_{50'}$ déduit des résultats d'un essai triaxial et couramment utilisé dans la pratique de l'ingénierie géotechnique. Le module E_{50} est notamment un paramètre d'entrée dans certains logiciels de calcul utilisant la méthode des éléments finis, comme le logiciel PLAXIS. Il est calculé selon la norme européenne en vigueur EN ISO/TS 17892-9 : 2004 (E) et donné par l'équation (3) :

$$E_{50\text{ CLT}} = \frac{P_{50}}{\epsilon_{50}} \quad (3)$$

où P_{50} est la pression de pointe à 50 % de chargement, égale à la moitié de la pression de pointe limite (q_{CLT}) et $\epsilon_{50'}$ est la déformation associée divisée par le terme $0,7R$:

$$P_{50} = \frac{q_{\text{CLT}}}{2} \quad \epsilon_{50} = \frac{\Delta h_{50}}{0,7 \times R} \quad (4)$$

4.4.3

Module de déchargement $E_{d\text{ CLT}}$

Le module de déformation en déchargement de l'essai CLT est donné par l'équation suivante :

$$E_{d\text{ CLT}} = \frac{\Delta P_d}{\Delta h_d} \times 0,7 R \quad (5)$$

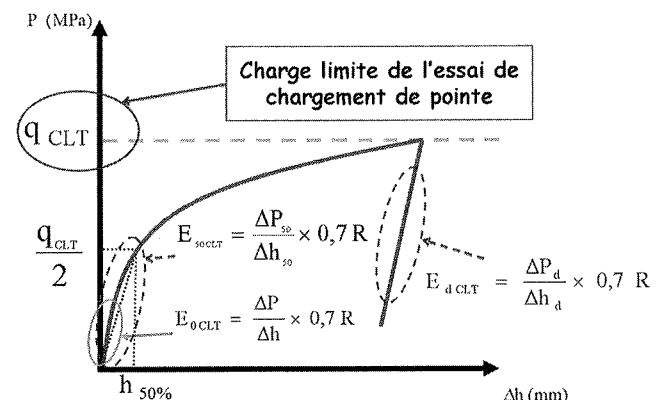


FIG. 11 Détermination des modules E_{CLT} et de la charge limite q_{CLT} .
Cone loading test limit pressure and determination of moduli.

Exploitation des résultats des essais CLT et comparaison avec d'autres essais

Le développement de l'essai de chargement de pointe doit s'appuyer sur une base expérimentale suffisamment représentative des types de sols. Plusieurs sites ont été retenus, en France, aux Pays-Bas et en Belgique. Chaque site présentait des intérêts pour le développement du projet, et était caractérisé par une classe de sol différente. Les objectifs de ces campagnes ont été, d'une part, d'affiner le protocole de l'essai et la reproductibilité des mesures et, d'autre part, de définir les méthodes d'exploitation de l'essai et la comparaison avec des essais existants. Nous présentons ci-après une synthèse des résultats des essais de chargement de pointe réalisés sur deux sites, à Limelette en Belgique et à Utrecht aux Pays-Bas.

5.1

Objectifs et enjeux du site de Limelette (campagne réalisée en avril 2010)

Comme la plupart des sites expérimentaux en France sont des sites argileux, nous étions à la recherche d'un site sableux pour valider la réalisation et l'analyse de l'essai de chargement de pointe. Le site expérimental de Limelette, propriété du Centre scientifique et technique de la construction belge (CSTC), est caractérisé par :

- la présence de plusieurs types de sol. On distingue une couche de limon (2,2-6,2 m), ensuite une couche d'argile très hétérogène (6,2-8,2 m) suivie d'une couche de sable (8,2-17 m) ;
- une vaste campagne d'essais *in situ* et au laboratoire y a déjà été réalisée : CPT, SPT, PMT, DMT, Triaxial, SASW, SCPT ;
- des essais de pieux ont été effectués : pieux vissés et pieux préfabriqués battus.

Pour concevoir un programme de reconnaissance, basé sur les essais de chargement de pointe, il a fallu analyser et tenir compte des essais réalisés par le CSTC (profondeurs, types, position), notamment les essais pressiométriques, triaxiaux, et les essais de pieux, afin de mieux définir l'implantation et les conditions de nos essais. De ce fait, nous avons réalisé trois sondages :

- 1) un sondage CPT classique jusqu'à 18 m de profondeur avec la pointe piézocône de 10 cm². Ce sondage a pour objectif de faire des comparaisons avec les résultats des sondages CPT déjà réalisés par le CSTC, tous avec une pointe de 10 cm² ;
- 2) un sondage CPT classique jusqu'à 18 m de profondeur avec la pointe de 15 cm², permettant des comparaisons avec le sondage utilisant la pointe de 10 cm² et qui est considéré comme référence pour le sondage CLT ;
- 3) un sondage avec des essais de chargement de pointe (CLT) jusqu'à 18 m de profondeur avec une pointe piézocône de 15 cm² dont l'emploi a été privilégié dans le protocole expérimental de l'essai CLT (Ali, 2010).

La zone retenue pour les trois sondages décrits ci-dessus a été choisie en respectant certains critères, comme la proximité des essais *in situ* et en laboratoire

et des essais sur pieux, mais aussi les conditions d'accès. Les cotes des essais CLT ont été fixées selon la stratigraphie du sol, de sorte qu'elles permettent une comparaison avec les essais pressiométriques, les essais triaxiaux ainsi que les essais de pieux chargés statiquement (Huybrechts et Whenham, 2003).

5.2

Panorama des résultats des essais CLT réalisés à Limelette

Le dépouillement des résultats des essais CLT est présenté ci-après. On décrit notamment les pénétrogrammes CPT classiques, les courbes de relaxation, les programmes de chargement, les courbes de chargement, la correction du déplacement mesuré, les courbes de mobilisation du frottement latéral, la charge limite et les modules de déformation.

5.2.1

Pénétrogrammes CPT classiques

Les deux sondages pénétrométriques classiques réalisés ont été conduits jusqu'à 18 m de profondeur. La figure 12 montre, pour chaque sondage, les variations de la résistance de pointe q_c , du frottement latéral local f_s et du rapport de frottement R_f en fonction de la profondeur. La stratigraphie est bien révélée par les deux sondages, malgré une légère différence au niveau de q_c et f_s due à l'hétérogénéité propre du site et à la différence des géométries des pointes (pointe débordante de 15 cm² reliée à un train de tiges de 10 cm² de section, et pointe de 10 cm² non débordante). La variation du rapport de frottement R_f met en évidence la succession des différentes couches de sol : la couche de limon (entre 2 et 6 m), la couche d'argile (entre 6 et 8 m) et la couche de sable (entre 8 et 18 m) caractérisée par un rapport de frottement $R_f < 1$ %. La nappe phréatique est rencontrée à partir de 40 m de profondeur. De ce fait, nous ne présentons pas de mesures de la pression interstitielle.

5.2.2

Courbes de relaxation des efforts

La figure 13 montre les courbes de relaxation de tous les essais dans les différentes couches de sol à Limelette. Dans la couche de sable, les courbes sont reproductibles et le rapport final P/q_c (P est la pression mesurée sur la pointe durant la relaxation ; q_c est la résistance de pointe classique au moment de l'arrêt du fonçage), après stabilisation à la fin de la phase de relaxation, varie entre 10 et 20 %. Cependant, dans les couches de limon et d'argile, on trouve un rapport final (P/q_c) compris entre 18 et 22 %. Ces valeurs confirment les conclusions de toutes les campagnes des essais de chargement de pointe (Ali, 2010). La courbe de relaxation de l'essai à 7 m présente un comportement particulier (Fig. 13), le rapport final (P/q_c) est stabilisé autour de 20 % mais augmente brusquement vers 350 s pour se stabiliser autour de 35 %, ceci s'explique par le re-blocage du vérin hydraulique durant la relaxation. Nous avons présenté ce comportement pour prouver l'importance du processus de déblocage du vérin hydraulique et son rôle majeur dans la minimisation de la charge résiduelle.

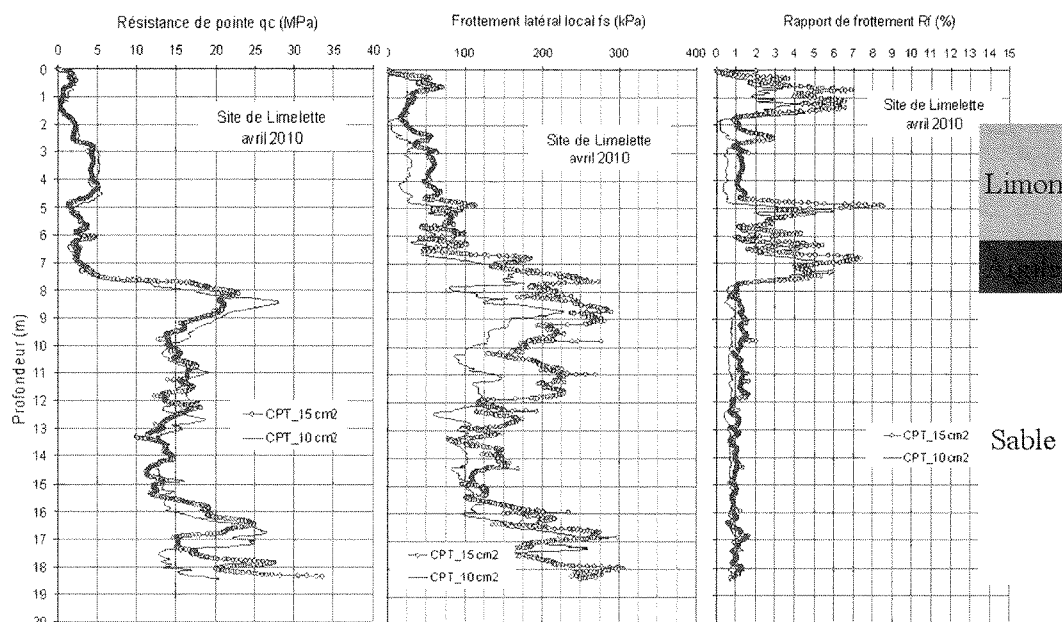


FIG. 12 Pénétrogrammes des deux sondages (15 cm² et 10 cm²) réalisés à Limelette.
CPT results of the Limelette site (15 cm² and 10 cm²).

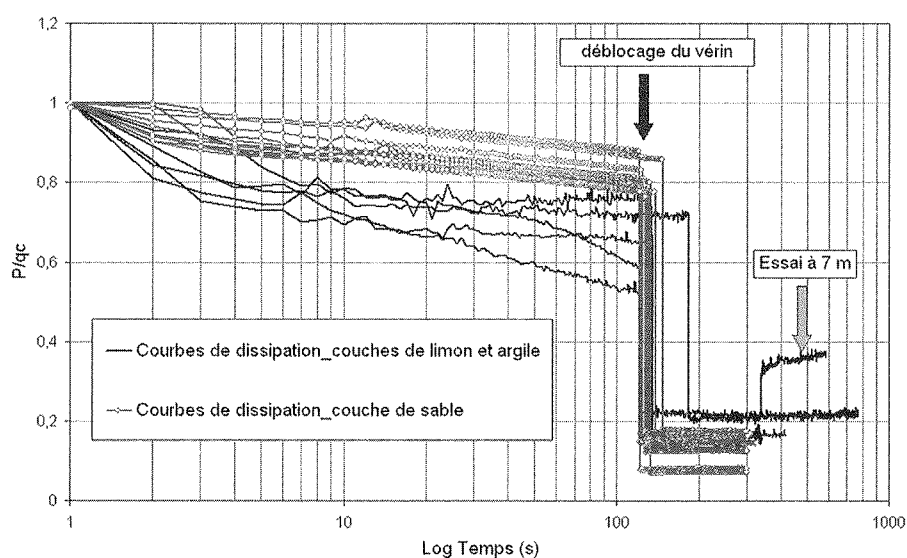


FIG. 13 Variation du rapport (P/q_c) à Limelette en fonction du Log du temps.
 P/q_c variation in function of time during relaxation phase.

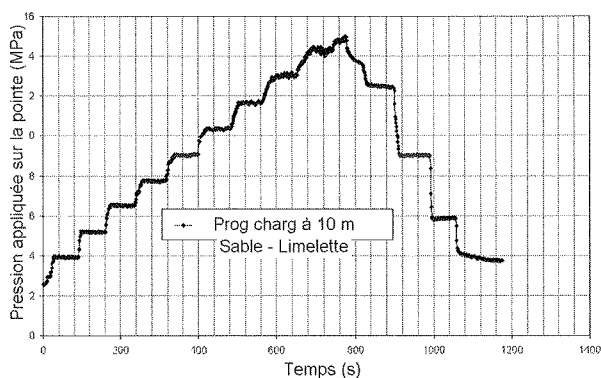
5.2.3

Programme de chargement des essais CLT

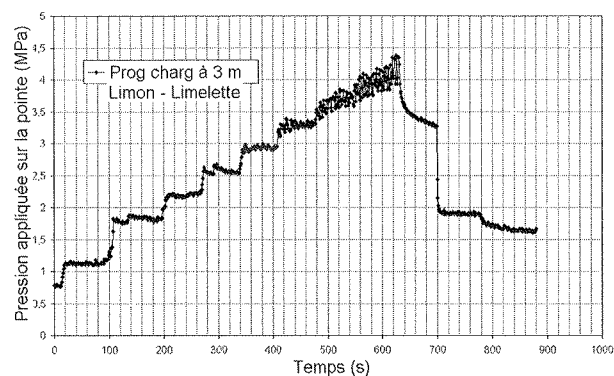
Dans la campagne de Limelette, les paliers de chargement ont été poursuivis par quelques paliers de déchargement pour obtenir une information sur le module de déformation en déchargement.

Dans les couches sableuses à partir de 8 m de profondeur, le programme de chargement a été réalisé sans aucune difficulté : on est arrivé à maintenir les

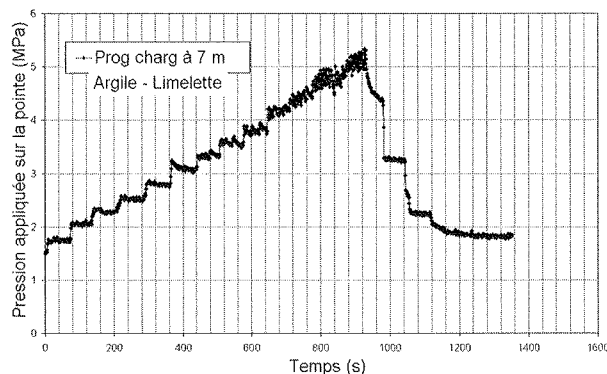
paliers stables même avec une pompe à main (Fig. 14a). Le dernier palier est plus difficile à maintenir stable, même dans la couche de sable, parce qu'on se rapproche de la rupture du sol. En revanche, dans les couches argileuses ou limoneuses jusqu'à 8 m de profondeur, le suivi du programme de chargement est moins parfait : nous avons eu du mal à maintenir le palier car la vitesse de déformation variait rapidement. La structure en escaliers des paliers est toujours présente (Fig. 14b et c) bien qu'elle ne possède pas la même régularité que celle des essais réalisés dans du sable.



a. Couche de sable à Limelette



b. Couche de limon à Limelette



c. Couche d'argile à Limelette

FIG. 14 Programmes de chargement des essais CLT.
Loading program in every soil layer.

5.2.4

Courbes de chargement CLT

Les courbes de chargement montrent la variation de la pression appliquée sur la pointe (mesurée à 60 sec, à la fin de chaque palier) en fonction du déplacement mesuré au bout de 60 sec. Nous présentons ici les courbes de chargement de tous les essais CLT réalisés à Limelette (Fig. 15a).

Toutes les courbes sont de très bonne qualité et on distingue deux fuseaux de courbes : les courbes de chargement dans la couche de sable avec des pressions maximales appliquées sur la pointe évoluant entre 10 et 22 MPa (Fig. 15a et c), et les courbes de chargement dans les deux premières couches de limon et d'argile jusqu'à 8 m de profondeur avec des pressions maximales comprises entre 1,5 et 4,8 MPa (Fig. 15a et b). Un agrandissement d'échelle (Fig. 15d) permet de distinguer une première partie quasiment linéaire sur chaque courbe de chargement dans la couche de sable, en montrant le nombre de points de mesure et la courbure à l'approche du palier.

5.2.5

Correction du déplacement de la pointe mesuré

Les courbes de chargement précédentes ont été présentées en fonction du déplacement corrigé qui

tient compte du raccourcissement élastique des tiges (Ali, 2010). La figure 16 montre quelques exemples de courbes de chargement corrigées à Limelette. On remarque que la correction devient plus importante avec la profondeur mais dépend également de la résistance de pointe maximale appliquée sur la pointe pour chaque essai. La correction est négligeable dans le cas de l'essai à 5 m, les courbes brute et corrigée sont confondues. La correction devient très importante à 18 m de profondeur.

5.2.6

Courbes de mobilisation du frottement latéral

Les courbes de mobilisation du frottement montrent la variation, en fonction du déplacement, du frottement latéral local sur le manchon de frottement pour chaque palier de chargement. Ces courbes sont présentées pour tous les essais de Limelette sur la figure 17 et classées selon les couches de sol. Dans la plupart des essais, les valeurs avant le début de chargement sont négatives et correspondent à la fin de la phase de relaxation. De la même façon, les valeurs du frottement latéral à la fin du déchargement sont négatives, surtout dans la couche de sable ; cela signifie que, suite au déchargement et au retour élastique des tiges, le sens du frottement latéral s'est inversé dans la même proportion pour un même essai.

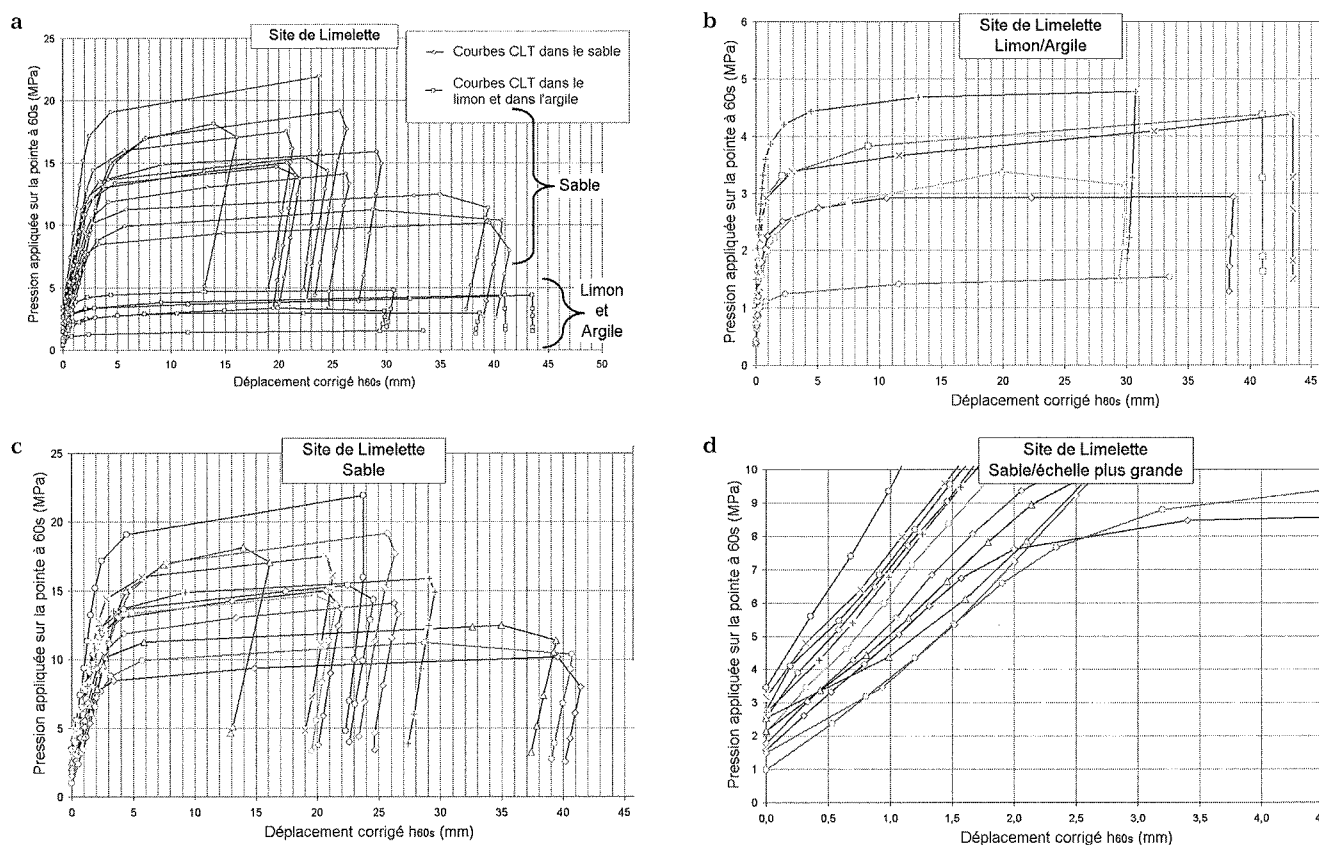


FIG. 15 Courbes de chargement pour les différentes couches de sol (Limelette).
 Loading curves for each soil layer (Limelette).

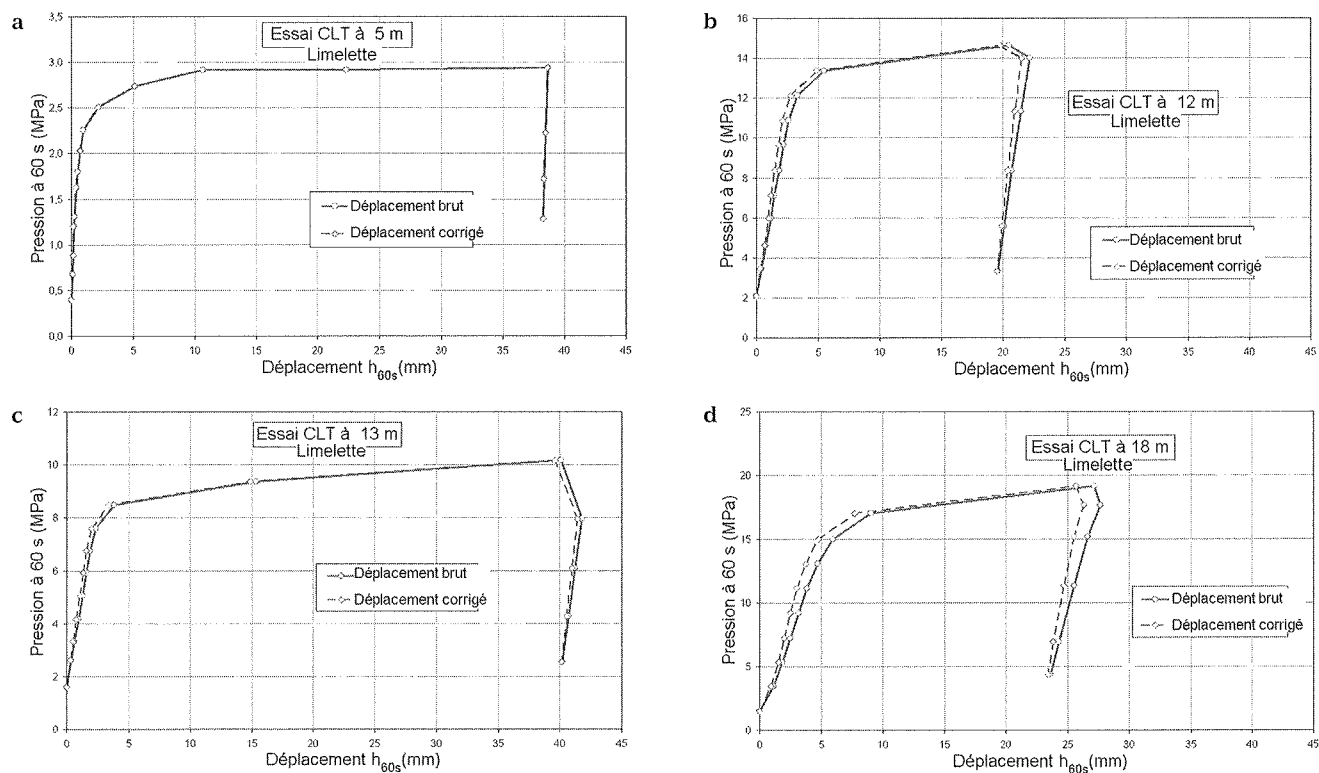


FIG. 16 Évolution de la correction en fonction de la profondeur et q_{CLT} (Limelette).
 Displacement correction evolution in function of depth and q_{CLT} (Limelette).

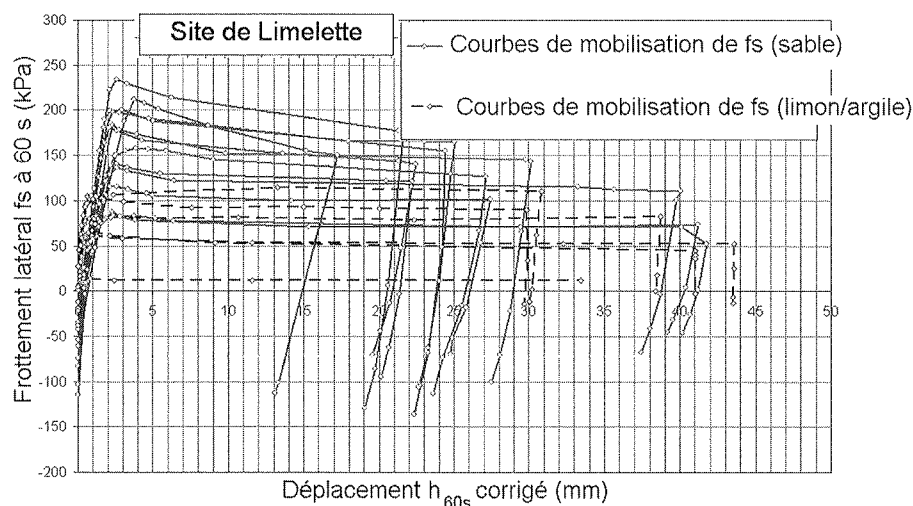


FIG. 17 Courbes de mobilisation du frottement pour tous les essais CLT à Limelette.

Friction mobilization curves of the Limelette Cone loading tests.

5.3

Charge limite et modules de déformation des essais CLT

La richesse des essais de chargement de pointe se manifeste par la grande quantité d'informations qu'on peut obtenir pour chaque essai. Deux autres paramètres sont analysés ci-après : la charge limite et le module de déformation, qui est la caractéristique la plus importante de l'essai CLT. A partir des courbes de chargement obtenues sur le site de Limelette, nous avons déduit la charge limite q_{CLT} . Les variations de la résistance de pointe classique q_c avant l'arrêt du fonçage à chaque niveau, et de la charge limite q_{CLT} sont présentées sur la figure 18 en fonction de la profondeur. On constate que la charge limite q_{CLT} est toujours inférieure à la résistance de pointe classique. En effet, q_{CLT} est obtenue à partir d'un chargement réalisé avec une vitesse beaucoup plus faible que la vitesse d'enfoncement statique conventionnelle (2 cm/s) recommandée par la norme EN/ISO 22476-1.

Nos campagnes d'essais CLT ont montré que le rapport des résistances q_{CLT}/q_c varie d'une façon générale entre 80 et 100 % (Fig. 18). Ce rapport dépend sans doute du type de sol et de la vitesse de chargement par paliers obtenue à l'aide d'une pompe à main selon un programme d'essai piloté en charge et non pas en déplacement.

Pour chaque essai CLT, trois modules de déformation ont été calculés : le module tangent initial E_{0CLT} , le module sécant à 50 % de chargement E_{50CLT} et le module en déchargement E_dCLT . Ces modules sont présentés en fonction de la profondeur (Fig. 18). Leur variation est en accord global avec la variété des couches de sol et on peut distinguer la présence de la couche de sable à partir de 8 m de profondeur. Le module en déchargement caractérise le retour élastique et est constamment supérieur aux modules E_{0CLT} et E_{50CLT} sur toutes les profondeurs. On estime meilleure la qualité de ce module, facile à obtenir, simple et qui enrichit notre méthode d'essai et prouve sa robustesse et sa fiabilité, d'une façon reproductible et maîtrisée. Les

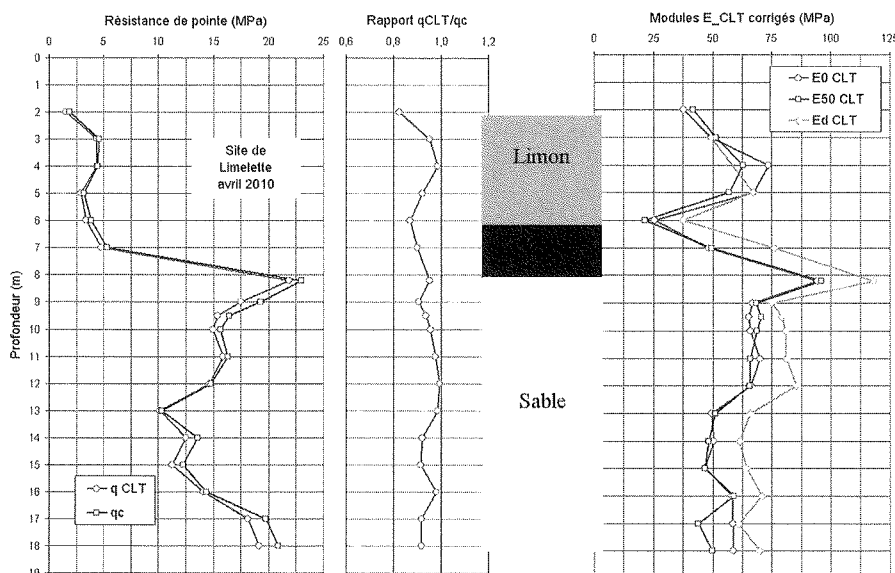


FIG. 18 Variation de la charge limite et des modules de déformation (Limelette).

Limit pressure and deformation moduli variation (Limelette).

modules de déformation $E_{0\text{CLT}}$, $E_{50\text{CLT}}$ et $E_{d\text{CLT}}$ ont été calculés avant et après la correction du déplacement mesuré pour prendre en compte le raccourcissement élastique des tiges. La figure 19 montre que la correction entraîne une augmentation de la valeur des modules. Le pourcentage de correction des modules est globalement croissant d'une façon linéaire, il dépend de la profondeur et de la valeur de la résistance du sol.

5.4

Comparaison avec les essais pressiométriques

La comparaison entre les essais pressiométriques et les essais de chargement de pointe est utile pour

corrélater les charges limites et modules estimés à partir de leurs résultats, surtout dans la couche de sable. Les variations de la pression limite pressiométrique et celle de la charge limite q_{CLT} de l'essai de chargement de pointe, en fonction de la profondeur, présentent une certaine cohérence (Fig. 20). On peut distinguer l'existence de la couche de sable à partir de 8 m de profondeur, et les deux types de charge limite (p_l et q_{CLT}) varient dans un fuseau relativement étroit dans la couche de limon. La même constatation est observée dans la couche de sable. Le rapport des charges limites q_{CLT}/p_l est analysé en fonction des couches de sol : on observe une valeur moyenne de 5,6 dans la couche de limon ; de 3,4 dans la couche d'argile et de 7,5 dans la couche de sable.

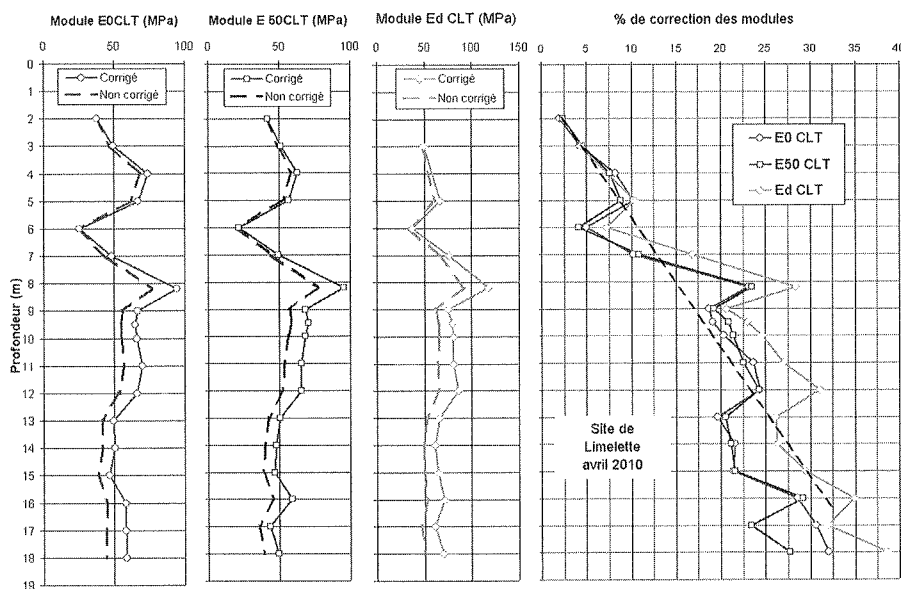


FIG. 19 Modules : avant et après la correction du déplacement (Limelette).
Deformation moduli: before and after the displacement correction (Limelette).

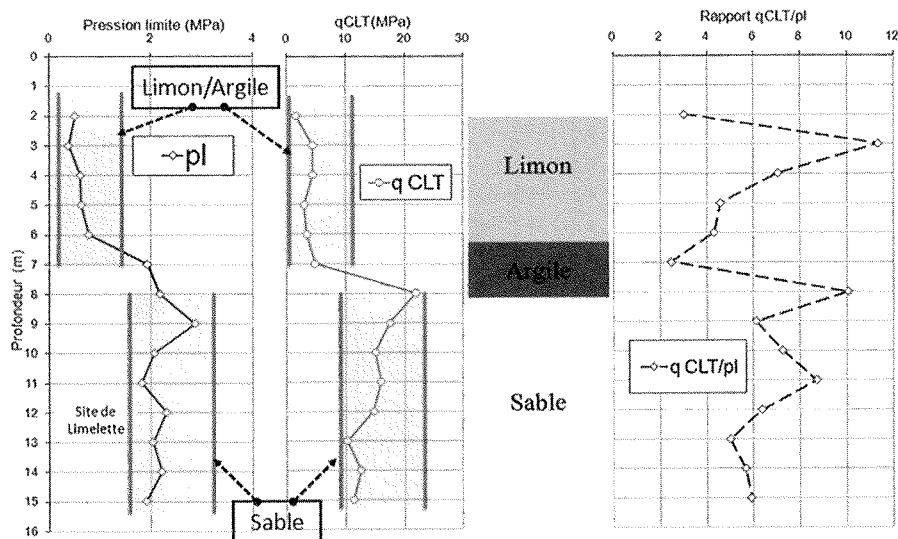


FIG. 20 Comparaison de la pression limite p_l et de la charge limite q_{CLT} (Limelette).
Comparison between limit pressures p_l and q_{CLT} (Limelette).

De la même manière, le module pressiométrique E_M a été comparé au module tangent initial de l'essai de chargement de pointe E_{0CLT} (Fig. 21). La variation de E_M est en accord avec celle du module E_{0CLT} et présente les mêmes tendances. Le rapport E_{0CLT}/E_M est représenté sur la figure 21. Malgré une dispersion des valeurs dans la couche de limon, moins visible dans la couche d'argile, le rapport E_{0CLT}/E_M dans la couche de sable, est relativement homogène avec une moyenne de 2.

Nous avons également étudié pour chaque type d'essai le rapport module/charge limite (Fig. 22). Dans la couche de sable à partir de 8 m de profondeur, le

rapport E_{0CLT}/q_{CLT} est homogène et a une moyenne proche de 5 avec un écart-type de seulement 0,3. Le rapport E_M/p_l est comparable au rapport E_{0CLT}/q_{CLT} mais moins homogène que celui-ci.

Cette étude comparative a montré que l'essai CLT est comparable à l'essai pressiométrique surtout dans la couche de sable et pourrait même être considéré comme plus représentatif à cause du remaniement inévitable des parois de forage qui précède l'essai pressiométrique. Des corrélations ont été établies entre les charges limites et les modules de chaque type d'essai mais sont encore à ce stade insuffisantes.

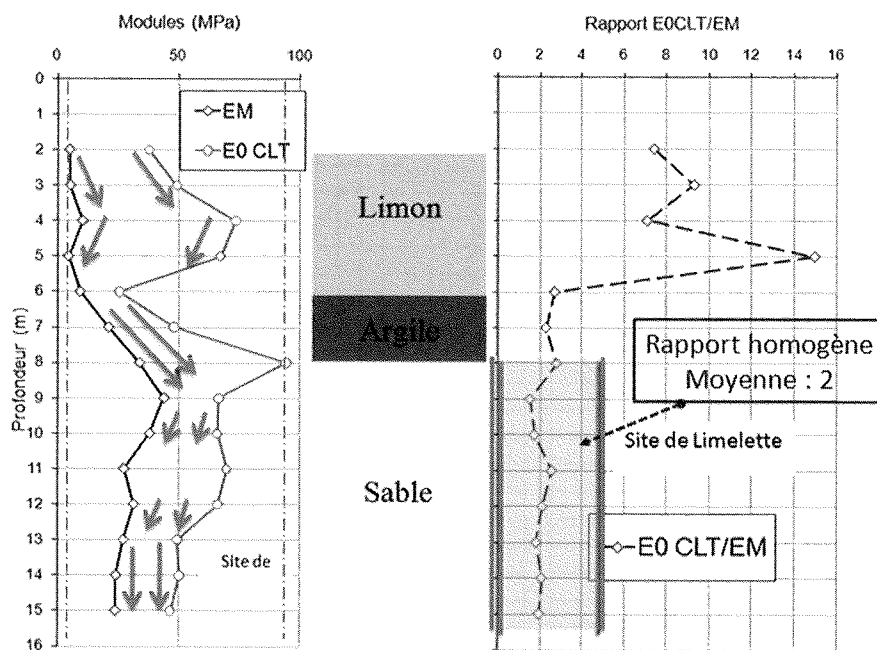


FIG. 21 Comparaison des modules E_M (PMT) et E_{0CLT} (Limelette).
Comparison between E_M (PMT) and E_{0CLT} (Limelette).

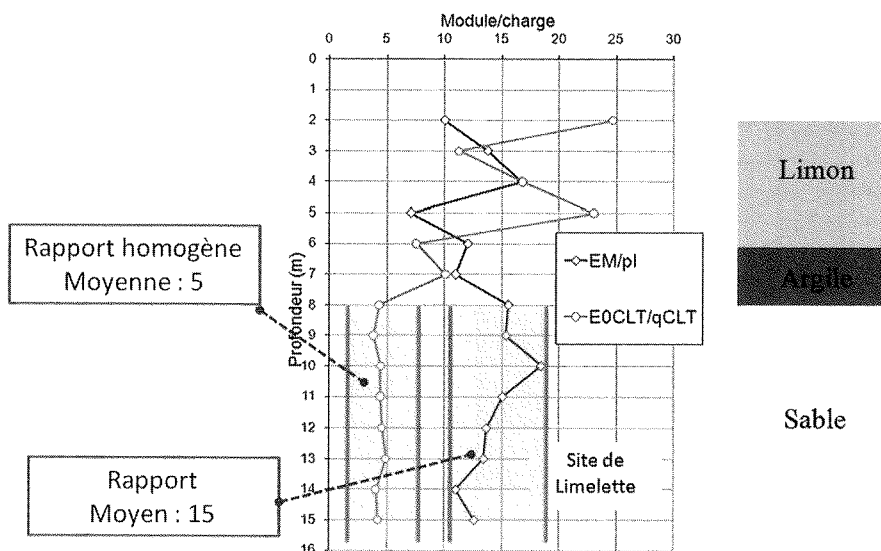


FIG. 22 Étude des rapports (E_M/p_l) et (E_{0CLT}/q_{CLT}) sur le site de Limelette.
Analysis of the ratios (E_M/p_l) and (E_{0CLT}/q_{CLT}) in Limelette site.

Comparaison avec des essais triaxiaux réalisés dans un site sableux à Utrecht

Des essais triaxiaux ont été réalisés à Utrecht aux Pays-Bas sur des éprouvettes reconstituées au laboratoire à partir du sable prélevé dans des carottes à proximité d'un sondage où nous avons réalisé une série de quinze essais CLT jusqu'à 23 m de profondeur. Ces essais triaxiaux sont de type consolidés drainés isotropes (Van der Stoep *et al.*, 2009). Les échantillons ont été préparés en se basant sur les résultats des essais CPT. La densité relative a été déterminée en fonction de la résistance de pointe (Baldi *et al.*, 1986). Ensuite, les densités maximale et minimale de l'échantillon ont été déterminées. Pour chaque profondeur, l'essai triaxial a été réalisé sur trois éprouvettes ayant chacune une pression de cellule différente (correspondant à 1, 1,5 et 2 fois le niveau de la contrainte *in situ*). La reconstitution de l'échantillon avec la densité désirée a échoué pour les profondeurs d'échantillonnage où une très haute densité relative a été constatée (Fig. 23). En effet, une des difficultés rencontrées à Utrecht est que le prélèvement d'échantillons non remaniés dans le sable est difficile.

La figure 24 présente les variations de la charge limite et du module de déformation corrigé des essais CLT en fonction de la profondeur. Pour chaque essai de chargement de pointe à Utrecht, le module de déformation à 50 % de chargement $E_{50\text{CLT}}$ a été calculé et comparé au module $E_{50\text{Triax}}$ de l'essai triaxial, calculé de la même manière et correspondant à la même profondeur d'essai. Les pénétrographes obtenus à Utrecht

ont mis en évidence l'alternance de couches de différentes densités. L'étude des modules de déformation doit, de ce fait, se faire par couches de sol.

En comparant les modules $E_{50\text{CLT}}$ et $E_{50\text{Triax}}$ on note une certaine cohérence, toutefois pas entièrement satisfaisante pour chaque couche de sol (Fig. 25). L'évolution du module $E_{50\text{CLT}}$ est cohérente et en accord avec celle de la résistance de pointe (Fig. 24) ; elle reflète à chaque fois le passage d'une couche de sol à une autre, notamment le passage à la couche de sol très dense. L'analyse des courbes de la figure 25 montre que, dans la première couche argileuse ainsi que dans la couche de sable moyennement dense, comprise entre 15 et 23 m de profondeur, les modules de déformation $E_{50\text{CLT}}$ ont le même ordre de grandeur que ceux déduits des essais triaxiaux. Cependant, on note un niveau étonnamment bas du module $E_{50\text{Triax}}$ dans la couche de sable dense entre 7 et 11 m de profondeur. Les modules de l'essai CLT dans cette couche très dense sont 4 à 5 fois plus élevés que les modules triaxiaux. Toutefois, ils montrent une bonne corrélation avec les résistances de pointe mesurées.

La répartition du module $E_{50\text{Triax}}$ est relativement linéaire et proportionnelle au confinement. Elle croît toujours avec la profondeur, et ne prend pas en compte le passage d'une couche très dense à une couche moins dense, entraînant par ailleurs une diminution de q_c . En effet, lors de la reconstitution des éprouvettes triaxiales, il n'a pas été possible de compacter le sable au même état de densité relative que celui observé pour la couche très dense *in situ*, sous-estimant ainsi fortement les modules. Les modules $E_{50\text{CLT}}$ sont donc plus représentatifs de l'état initial du sol que ceux mesurés au triaxial à cause de leur densité trop basse.

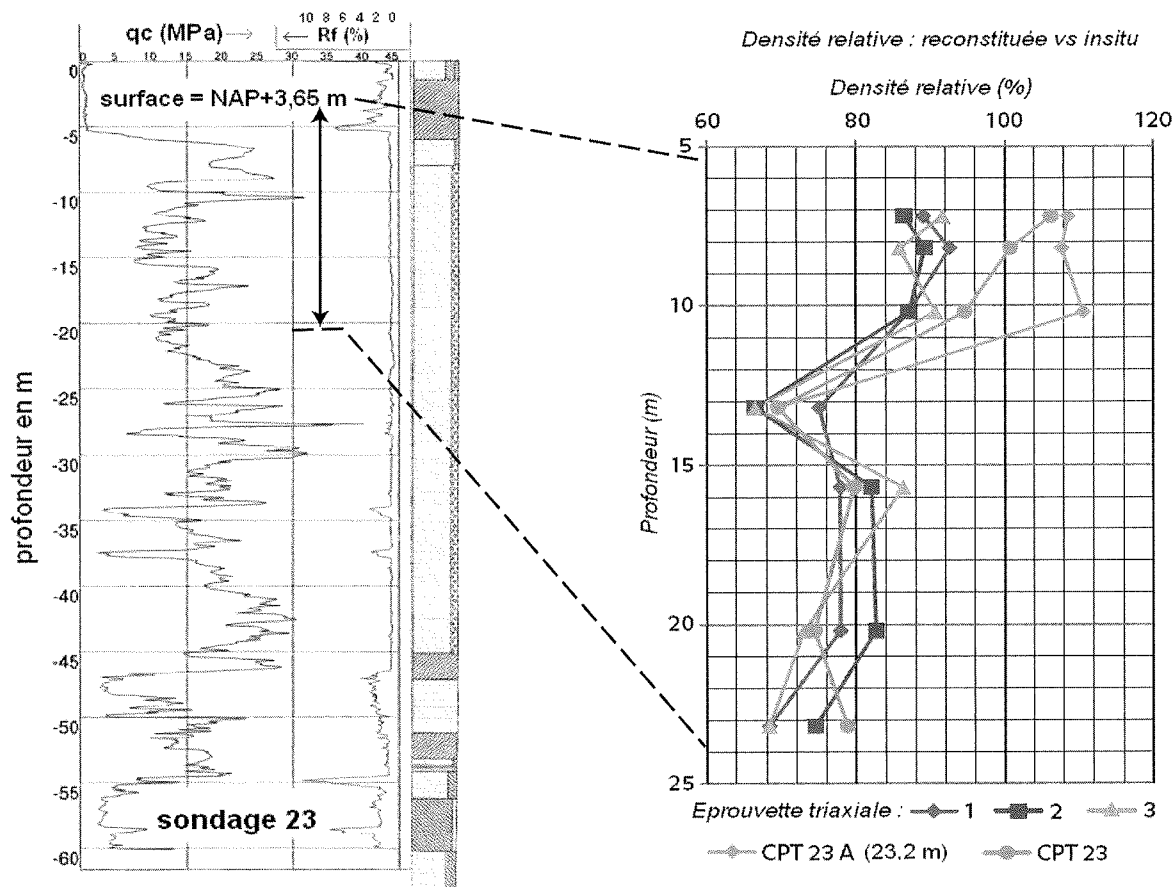


FIG. 23 Densité relative *in situ* et reconstituée.
Reconstituted and *in situ* relative density.

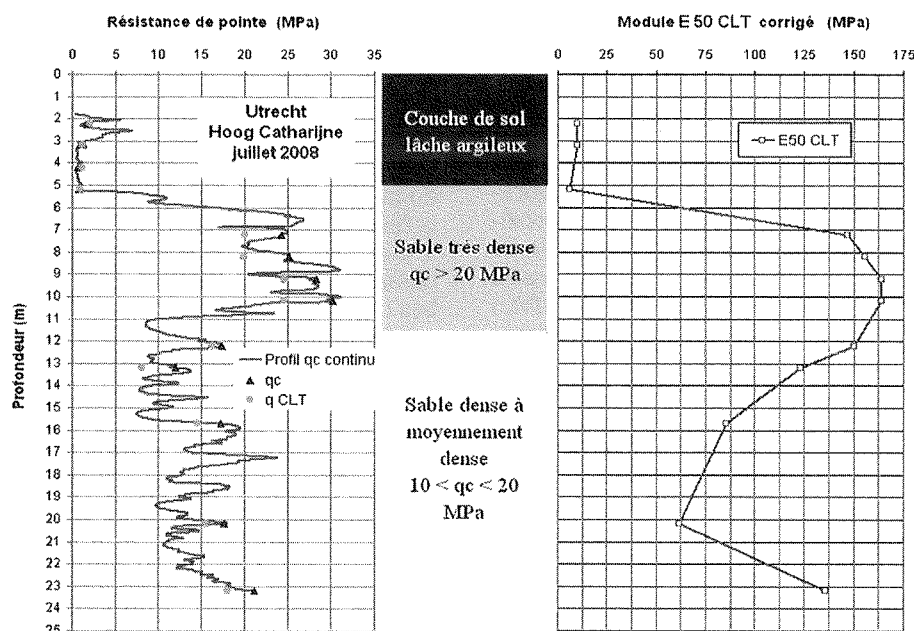


FIG. 24 Variation de la charge limite et des modules de déformation (Utrecht).
Limit pressure and deformation modulus variation (Utrecht).

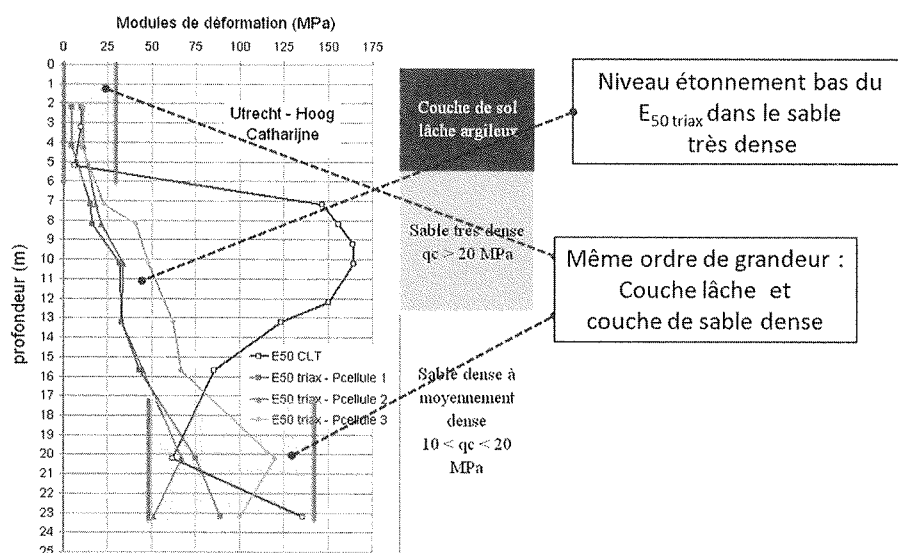


FIG. 25 Comparaison du module $E_{50\text{ CLT}}$ avec $E_{50\text{ triaxial}}$ (Utrecht).
Comparison between $E_{50\text{ CLT}}$ and $E_{50\text{ triaxial}}$ (Utrecht).

6

Méthode CLT pour le dimensionnement des fondations profondes

6.1

Approche de la méthode CLT

La méthode de dimensionnement CLT que nous proposons est basée sur une application pratique de l'essai de chargement de pointe. Il s'agit de transformer les courbes de chargement de pointe et les courbes de mobilisation de frottement le long du manchon, point par point, en courbe charge-déplacement d'un pieu et déterminer ainsi la capacité portante et le tassement du pieu (Ali, 2010). Cette méthode s'applique aux

pieux isolés sous chargement axial et fonctionne mieux dans le cas des pieux mis en place avec refoulement du sol (Ali, 2010), du fait de la similitude de ce mode d'installation entre la pointe pénétrométrique et les pieux.

Plusieurs méthodes de détermination de la capacité portante des fondations profondes existent actuellement, comme la méthode basée sur les théories classiques, les méthodes directes pressiométrique et pénétrométrique du fascicule 62-Titre V (MELT, 1993), la méthode hollandaise (NEN 6743) ainsi que la méthode basée sur les résultats d'un essai de chargement statique de pieu. En considérant que la pointe pénétrométrique est un modèle réduit de pieu, et que la déformation du sol autour de la pointe indique des effets semblables à ceux observés autour d'un pieu pendant le chargement, alors, les courbes de chargement de pointe reflètent l'interaction entre un pieu et le sol envi-

ronnant. Comme dans un essai de chargement statique de pieu (Fig. 26), pendant un essai de chargement de pointe, nous enregistrons la pression appliquée sur la pointe en fonction du déplacement dans chaque palier de chargement. De la même manière, il est possible de déterminer la courbe de mobilisation de frottement latéral sur le manchon à tous les niveaux comme le montre la figure 26. Cette ressemblance entre la démarche de l'essai de chargement statique de pieu et l'essai de chargement de pointe, au niveau du programme de chargement et de la méthode d'essai et paramètres obtenus, illustre clairement l'approche adoptée pour développer la méthode CLT de dimensionnement des fondations profondes.

6.2

Détermination de la capacité portante du pieu avec la méthode CLT

Dans le cas général d'un sol multicouche pour lequel la distribution de la résistance limite q_{CLT} de l'essai de chargement de pointe en fonction de la profondeur est connue, les deux équations suivantes sont proposées en première approche :

$$Q_{pu,CLT} = \left[q_0 + k_{p,CLT} q_{CLT} \right] \frac{\pi B^2}{4} \quad (6)$$

$$Q_{su,CLT} = \sum_{i=1}^n k_{s,CLT} f_{s,CLT} \pi B l_i \quad (7)$$

Le terme $(\pi B^2/4)$ correspond à la section de la pointe du pieu, et le terme $(\pi B l)$ correspond à la surface latérale de chaque partie du fût du pieu. La capacité portante obtenue à partir de l'essai de chargement de pointe est donc la somme des deux termes :

$$Q_{u,CLT} = Q_{pu,CLT} + Q_{su,CLT} \quad (8)$$

$Q_{pu,CLT}$: effort ultime en pointe du pieu calculé à partir des résultats de l'essai CLT ;

$Q_{su,CLT}$: effort ultime de frottement latéral du pieu calculé à partir de l'essai CLT ;

q_0 : contrainte verticale en place ;

B : diamètre du pieu ;

q_{CLT} : charge limite de l'essai de chargement de pointe ;

l_i : épaisseur de la couche i ;

$f_{s,CLT}$: frottement latéral limite de la couche i , obtenu sur la courbe de mobilisation de f_s de l'essai de chargement de pointe.

Les facteurs $k_{p,CLT}$ et $k_{s,CLT}$ sont respectivement le facteur du terme de portance et le facteur du terme de frottement, de la méthode de l'essai de chargement de pointe. La comparaison entre les efforts de pointe et de frottement latéral calculés à l'aide de la méthode CLT et ceux de l'essai de chargement statique de pieux, pour le même site et le même type de sol, permet d'accéder aux facteurs $k_{p,CLT}$ et $k_{s,CLT}$ par l'équation (9) qui est une transcription simple des équations (6) et (7), en négligeant le terme q_0 :

$$k_{p,CLT} = \frac{Q_{pu}}{Q_{pu,CLT}} \quad k_{s,CLT} = \frac{Q_{su}}{Q_{su,CLT}} \quad (9)$$

Les facteurs $k_{p,CLT}$ et $k_{s,CLT}$ prennent en compte quelques singularités qui dépendent de la géométrie de la pointe utilisée dans l'essai CLT, et ils intègrent notamment la différence d'interface entre celle du pieu et celle du manchon du pénétromètre, ainsi que certains effets d'échelle et de forme entre la pointe pénétrométrique et le pieu. Nous supposons implicitement dans cette première approche que le coefficient $k_{s,CLT}$ est le même dans toutes les couches. L'évaluation de $k_{p,CLT}$ et $k_{s,CLT}$ nécessite l'application de la méthode CLT sur un nombre important de pieux dans différents types de sol et pour différents types et modes de mise en place des pieux, dans le but d'établir des abaques comme celles des méthodes pressiométrique ou pénétrométrique. Dans l'état actuel du développement de la méthode CLT, et par manque de données, ces facteurs n'ont pas pu être calibrés. Pour l'instant, nous les prenons égaux à l'unité pour calculer les valeurs des efforts $Q_{pu,CLT}$ et $Q_{su,CLT}$. Un facteur global reliant la capacité portante calculée avec la méthode CLT et celle de l'essai de chargement statique de pieu est proposé également :

$$k_t = \frac{Q_u}{Q_{u,CLT}} \quad (10)$$

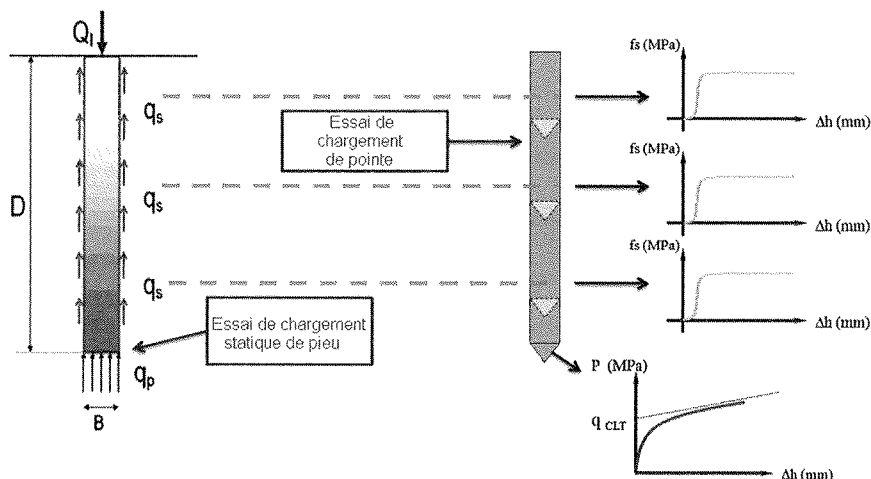


FIG. 26.

Comparison : essai statique de pieu et essai de chargement de pointe.

Comparison between static pile loading test and the cone loading test.

Estimation du tassement du pieu avec la méthode CLT

Cette approche consiste à transformer les courbes de chargement CLT et de mobilisation de frottement sur le manchon en une courbe (t-z) pour la fondation profonde. Cette nouvelle méthode est inspirée de celle proposée par Briaud (Briaud, 2007 ; Larsson, 2008) et de celle utilisée dans la norme hollandaise NEN 6743 (NEN, 1991).

La méthode proposée est appliquée sur une couche de sol homogène (même nature de sol). Ainsi, pour chaque essai CLT d'une même couche de sol, il faut normaliser le frottement latéral de chaque palier par la valeur de pic, et la pression appliquée sur la pointe par la charge limite q_{CLT} ainsi que le déplacement, rapporté au diamètre de la pointe. Cette étape fournit un nuage de points normalisés pour le frottement latéral et pour la résistance de pointe. Il faut ensuite lisser le nuage de points à l'aide d'une régression non linéaire pour obtenir une courbe de tendance. Ces courbes normalisées sont utilisées comme courbes de référence pour le pieu (Ali, 2010).

En additionnant les valeurs de l'effort de pointe et l'effort de frottement latéral à chaque point (Fig. 27a), on construit la courbe finale charge/déplacement du pieu avec un déplacement du pieu en mm (Fig. 27b). Dans cette première approche, on néglige la compressibilité du pieu.

6.4

Validation de la méthode CLT (cas d'un pieu vissé dans le site de Limelette)

Des essais de chargement de pieux vissés ont été réalisés sur le site de Limelette, dans le but de déterminer leur comportement et d'évaluer les facteurs d'ins-

tallation, utilisés dans les méthodes semi-empiriques de détermination de la capacité portante des pieux adoptées en Belgique (Huybrechts et Whenham, 2003 ; BBRI 2000-2002). La méthode CLT a été appliquée sur 11 pieux soumis à des essais de chargement statique. Nous présentons ici le cas du pieu vissé A_{1bis} , dont les caractéristiques sont présentées dans le tableau I.

TABEAU I Caractéristiques du pieu vissé A_{1bis} .
 A_{1bis} Pile characteristics.

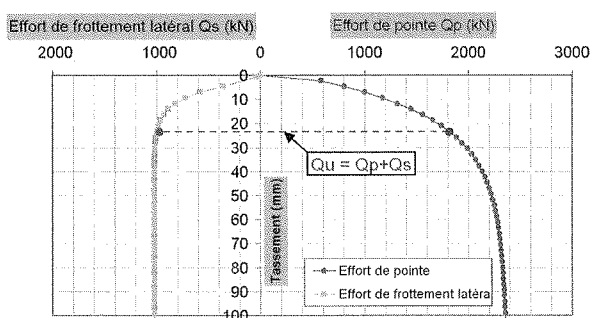
Pieu	Mise en place	Type essai	D fût (mm)	D pointe (mm)	Z pointe (m)
A_{1bis}	Vissé Fundex 38/45	Statique	390	450	9,59

6.4.1

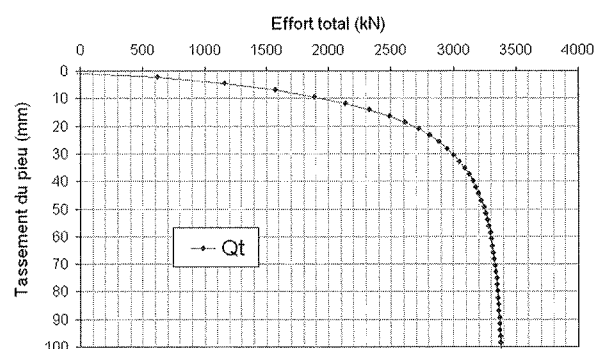
Calcul de la capacité portante du pieu A_{1bis}

Afin d'appliquer la méthode CLT, nous avons utilisé les résultats des essais de chargement de pointe réalisés à proximité sur le même site. La charge limite q_{CLT} de l'essai de chargement de pointe réalisé à 9,5 m de profondeur a été utilisée pour évaluer l'effort de pointe du pieu (située à 9,59 m de profondeur). Les valeurs des efforts calculés par la méthode CLT ainsi que les facteurs k_{pCLT} , k_{sCLT} et k_t sont présentés dans le tableau II.

Nous constatons que, pour ce type de pieu vissé, la méthode CLT surestime l'effort de pointe et sous-estime l'effort de frottement latéral. La cause de la sous-estimation de l'effort de frottement latéral peut être expliquée par le fait que les frottements latéraux f_{sCLT} des essais de chargement de pointe sont inférieurs à ceux de l'essai de chargement de pieu surtout dans la couche de sable au niveau des derniers tronçons (Fig. 28).



a. Courbes intermédiaires charges/déplacement



b. Courbe finale pour le pieu (Q_u -déplacement)

FIG. 27 Courbes (charge/déplacement) du pieu à partir de la méthode CLT.
Pile load/displacement curves by the CLT method.

TABEAU II Efforts et facteurs obtenus avec la méthode CLT (Pieu A_{1bis} à Limelette).
Loads and factors obtained by CLT method for the pile A_{1bis} (Limelette).

Pieu	Essai de chargement statique du pieu		Méthode CLT		Facteur	
A_{1bis}	Q_{pu} (kN)	1059	$Q_{pu,CLT}$	2448	k_{pCLT}	0,4
	Q_{su} (kN)	2064	$Q_{su,CLT}$	972	k_{sCLT}	2,1
	Q_u (kN)	3123	$Q_{u,CLT}$	3420	k_t	0,9

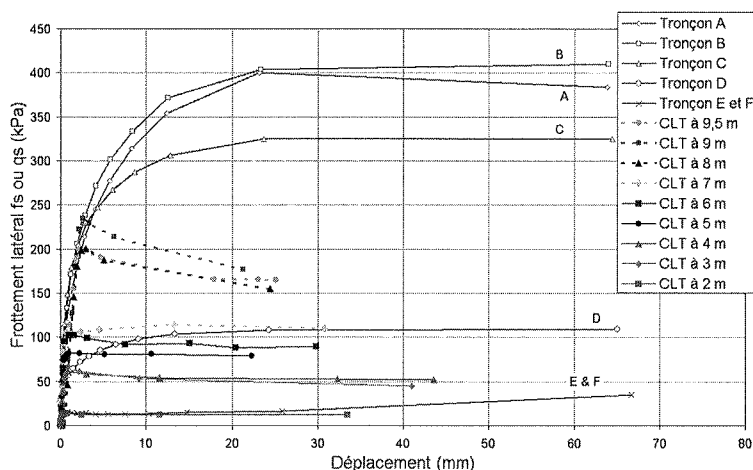
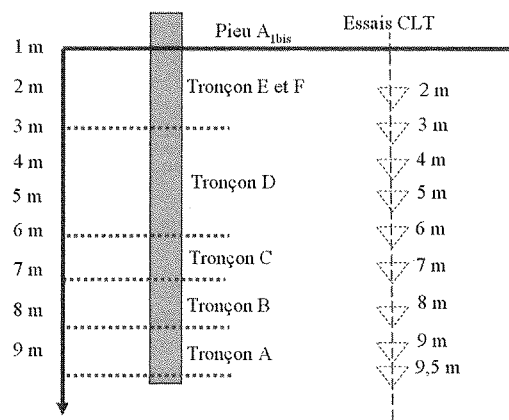


FIG. 28 Frottement latéral des essais CLT et sur les tronçons du pieu A_{1bis} .
Lateral friction of CLT tests and on the A_{1bis} pile sections.



La rupture de l'interface est beaucoup plus brutale au niveau du manchon de frottement de la pointe pénétrométrique (par rapport aux tronçons A, B et C, Fig. 28), malgré le fait qu'au niveau des tronçons D, E et F, les courbes se suivent très clairement. En fait, les essais CLT ont été réalisés tout près de quelques pieux battus et il se peut que le battage ait modifié les caractéristiques de la couche sableuse. L'effort total $Q_{u, CLT}$ semble se rapprocher de l'effort ultime Q_u *in situ*.

proche de celle de la courbe mesurée *in situ*. La valeur de tassement sous une charge de service de 50 % de la charge totale, est de 2,3 mm à partir de l'essai de chargement statique du pieu *in situ* ; elle est égale à 3,7 mm à partir de la méthode CLT (Fig. 29).

7

Conclusion

L'essai de chargement de pointe (*Cone Loading Test*) est un essai simple et facile à réaliser, effectué avec l'équipement standard d'un essai de pénétration statique au piézocône (CPTu). Il constitue une amélioration majeure d'un essai CPTu classique. Les campagnes d'essais *in situ* réalisées sur différents sites représentatifs des sols européens ont montré que l'essai est applicable dans des conditions très variées. Il permet d'obtenir des courbes reproductibles et exploitables pour la détermination des modules de déformation du sol. La confrontation des résultats des essais de chargement

6.4.2

Prévision du tassement du pieu A_{1bis}

Le tassement du pieu A_{1bis} a également été évalué par la méthode CLT en utilisant la procédure expliquée dans le paragraphe 6.1. Cette première approche avait pour objectif de donner des ordres de grandeurs et de situer la méthode CLT par rapport aux mesures *in situ*. La méthode CLT est bien située et donne une courbe charge-tassement qui, au-delà du réalisme de ses résultats, a un comportement logique, clair, et très

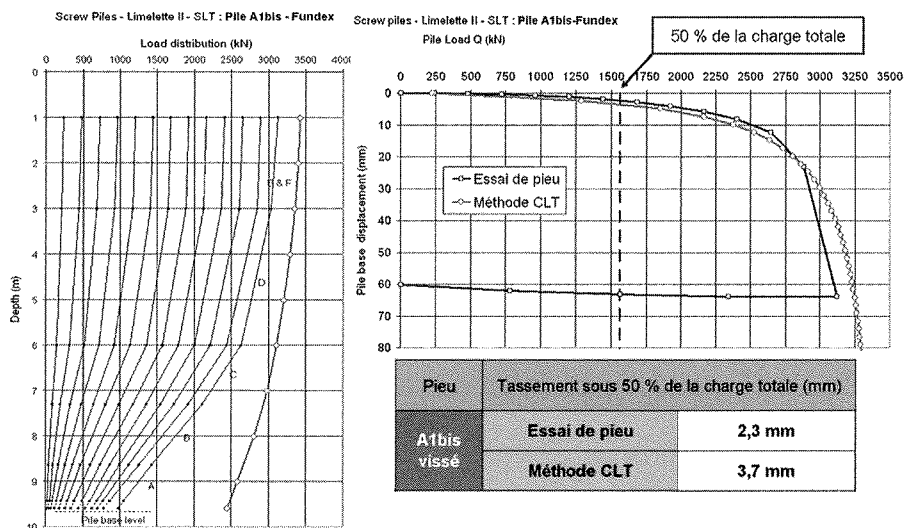


FIG. 29 Calcul du tassement du pieu A_{1bis} par la méthode CLT.
Pile A_{1bis} settlement prediction by the CLT method.

de pointe, aux résultats des essais triaxiaux et pressiométriques, a validé cette approche. Nous avons montré que l'essai CLT est plus représentatif de l'état initial dans le sol, et ne souffre pas des inconvénients rencontrés dans l'essai triaxial quand il s'agit de reconstituer des échantillons au laboratoire, surtout dans une couche de sable très dense comme dans le cas d'Utrecht. La comparaison avec l'essai pressiométrique est plutôt satisfaisante, on retrouve des corrélations qui dépendent du type de sol.

Fondée sur l'exploitation de l'essai CLT, une nouvelle méthode de dimensionnement des fondations a été proposée. Celle-ci offre un important potentiel d'application dans le domaine des fondations profondes. La méthode CLT que nous proposons est complémentaire des autres méthodes et présente l'avantage d'utiliser deux termes « limites », à savoir la charge limite q_{CLT} et le frottement latéral limite $f_{s,CLT}$ ce qui n'est pas le cas de la méthode pénétrométrique du fascicule 62 par exemple. L'essai de chargement de pointe n'est donc

pas seulement un outil de caractérisation des sols mais aussi un outil à l'aide au dimensionnement pour les praticiens et ingénieurs géotechniciens.

Enfin, nous pouvons conclure que l'état des connaissances est aujourd'hui tel qu'il est possible d'inclure dorénavant l'essai de chargement de pointe dans les programmes de reconnaissance des sols.

REMERCIEMENTS

L'idée originale de cet essai fait désormais l'objet d'un projet de collaboration entre plusieurs partenaires que je tiens à remercier et qui, par leurs efforts, ont rendu possible la rédaction de cet article. Ces partenaires sont : le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées représenté par Philippe Reiffsteck et Philippe Mestat ; la société française Fondasol représentée par François Baguelin ; la société hollandaise Lankelma représentée par Henk Van de Graaf, ainsi que l'université Blaise-Pascal de Clermont-Ferrand représentée par Claude Bacconnet et Roland Gourvès. D'autres collaborateurs ont contribué également à ce projet, soit par le financement d'une campagne d'essais comme la société hollandaise Crux Engineering représentée par Almer Van der Stoel, soit par la mise à notre disposition de leur site expérimental comme le CSTC (centre scientifique et technique de la construction belge).

Bibliographie

- Ali H. – *Caractérisation améliorée des sols par l'essai de chargement de pointe au piézocône – Application au calcul des fondations profondes*. Thèse de doctorat, université Blaise-Pascal de Clermont-Ferrand, 2010, p. 288.
- Ali H., Reiffsteck P., Bacconnet C., Gourvès R., Baguelin F., van de Graaf H.C. – Facteurs d'influence de l'essai de chargement de pointe. Journées nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur, JNGG'08, Nantes, 18-20 juin 2008.
- Baldi G., Bellotti R., Ghionna V., Jamiolkowski M., Pasqualini E. – Interpretation of CPTs and CPTUs. Second part : Drained Penetration of Sands. *Proceedings of the Fourth International Geotechnical Seminar*, Singapore, 1986, p. 143-56.
- BBRI – *Soil displacement screw piles – calibration of calculation methods and automatisisation of the static load test procedure : stase 2 – end-bearing piles*. Programme de recherche du ministère fédéral belge des affaires économiques, convention CC-CI-756, p. 200-2002.
- Briaud J.-L. – Spread Footings in Sand : Load Settlement Curve Approach. *J. of Geotech. and Geoenv. Eng.*, ASCE, 2007, 133 (8), 2007, p. 805-920.
- Faugeras J.-C., Fortuna G., Gourvès R. – Mesure de la compressibilité des sols à l'aide du pénétromètre statique. *Symposium International Essais en place*, vol. 2, Paris, 1983, p. 269-274.
- Huybrechts N., Whenham V. – Pile Testing campaign on the Limelette test site. *Installation techniques of screw piles. Proceedings of the 2nd Symposium on screw piles*, 7 mai 2003, Bruxelles, 2003.
- Larsson R., Bengtsson P.E. – Field determination of stress-strain relations of clay till. *4th Int. Symp. on Def. Char. of Geomaterials (IS-Atlanta 2008)*, 2008, p. 875-882.
- MELT – *Règles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil*. CCTG, Fascicule 62-Titre V, ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports, Paris, Texte officiel, 1993, 1ⁿ° 93-3, 1993, p. 182.
- Mindlin R.D. – *Contribution au problème d'élasticité d'un solide indéfini limité par un plan*, C.R. Acad. Sc., t. 201, 1935, p. 536-537. *A preliminary statement of the Galerkin vectors : force at a point in the interior of a semi-indefinite solid (Physics, t. 7, 1935, p. 195-202).*
- Van der Stoel A.E.C., Vink D., van de Graaf H.C., Ali H. – Grondonderzoek voor het ontwerp van een 5-laags ondergrondse parkeergarage te Utrecht (en néerlandais). *Journal Geotechniek*, avril 2009, Pays-Bas.
- EN 1997-2 – *Eurocode 7 Calcul géotechnique. Partie 2 : Reconnaissance des terrains et essais*, 2006.
- NEN – *Calculation method for bearing capacity of pile foundation, compression pile*. Dutch Standard NEN 6743, 1991, p. 31.
- EN/ISO 22476-1 – *Reconnaissance et essais géotechniques – Essais en place. Partie 1 : Essais électriques de pénétration au cône et au piézocône*, 2006, p. 41.
- EN ISO/TS 17892-9 – *Reconnaissance et essais géotechniques – Essais de sol au laboratoire. Partie 9 : Essai triaxial consolidé sur sols saturés*, 2004.
- NF P 94-113 – *Essai de pénétration statique*.
- NF P 94-150 – *Essai statique de pieu isolé sous compression axiale*, 1991, p. 23.

Sols renforcés par inclusions rigides : modélisation physique en centrifugeuse de remblais et de dallage

Gaëlle BAUDOUIN

Thèse soutenue le 27 octobre 2010

sous la direction de Abdul-Hamid Soubra (université de Nantes)

Richard Kastner (INSA Lyon)

Luc Thorel (LCPC)

Recherche effectuée au sein du groupe Modèles physiques en géotechnique
du département Géotechnique, Eau et Risques du LCPC

Le renforcement de sol compressible par inclusions rigides verticales consiste à ancrer dans la couche résistante de sol, en deçà du massif compressible, un ensemble d'inclusions selon une maille carrée. Un matelas granulaire de transfert de charge est ensuite déposé sur le sol. Enfin, la surcharge due à l'ouvrage est simplement appliquée. Il n'y a pas de connexion mécanique entre les inclusions et la structure. Le projet national ASIRI vise à améliorer les connaissances de cette technique du point de vue du comportement et de la conception. L'étude paramétrique réalisée a pour but d'y contribuer. Pour cela, un modèle réduit centrifugé 3D a été mis au point pour étudier l'influence de la hauteur du matelas (constitué d'un mélange de sable d'Hostun), de l'espacement des inclusions et du type de chargement réparti appliqué (remblai ou dallage). Les résultats obtenus portent sur l'interaction entre les différents paramètres sur le comportement du renforcement en termes de réduction des tasse-

ments (totaux et différentiels) et de report des charges du sol vers les inclusions.

The reinforcement of soft soil by vertical rigid piles consists on anchoring a group of piles in a square mesh, in the bedrock below the soft soil. A granular load transfer mattress is laid on the soil. Finally, the load due to the structure is directly applied. There is no mechanical connection between the structure and the piles. The aim of National Project ASIRI is to improve the knowledge of this technique from the point of views of the behaviour and the design. The parametric study aims at contributing to it. For that, a 3D reduced scale centrifuge model was developed to study the influence of the height of the mattress (a mix of Hostun sands), the pile spacing and the type of the load (embankment or slab). The results concern the interaction between the parameters on the behaviour of the reinforcement in terms of reduction of the settlements (total and differential) and the transfer of the load from the soil to the piles.

Effet de la corrosion des armatures sur le comportement des murs en remblai renforcé par des éléments métalliques

Truong-Linh CHAU

Thèse soutenue le 27 septembre 2010

sous la direction de Alain Corfdir (Laboratoire Navier)

et Emmanuel Bourgeois (LCPC)

Recherche effectuée au Laboratoire Navier (École des Ponts ParisTech)
et au LCPC

Ce mémoire étudie, par la voie de la modélisation numérique, le comportement des murs en terre armée sous l'effet de la corrosion des armatures. L'analyse de données recueillies sur des ouvrages réels, âgés de plusieurs dizaines d'années, a montré la différence de comportement selon les types d'armatures, mais aussi la forte dispersion de l'ensemble des données. Elle a permis de proposer des relations entre la perte de masse et la diminution de la résistance et de l'allongement à la rupture des armatures. La présence des armatures très minces par rapport aux dimensions de l'ouvrage rend intéressante l'utilisation de méthodes d'homogénéisation. On a retenu une modélisation multiphasique, qui permet une modélisation satisfaisante de la traction dans les armatures. Quatre scénarios de corrosion ont été étudiés pour prendre en compte diverses situations susceptibles de conduire à des taux de corrosion élevés. La répartition spatiale de la corrosion peut avoir une influence importante sur le comportement du mur, sur le mécanisme de ruine et provoquer des phénomènes complexes de report des efforts d'une armature sur une autre. Nous avons réalisé une étude paramétrique de l'effet

de surcharges appliquées à l'ouvrage, et de certains détails de modélisation comme la jonction entre écailles, et la jonction entre armatures et écailles. Les résultats obtenus sont comparés à des mesures sur des ouvrages réels ou des modèles réduits, et à d'autres résultats de calcul. Les résultats conduisent à formuler des propositions concernant le suivi des déformations des ouvrages (nature et précision des mesures à effectuer, intervalles de temps entre inspections successives).

This thesis presents numerical simulations of the behavior of reinforced earth walls induced by the corrosion of the reinforcement strips. The preliminary analysis of a database, gathering results of laboratory tests, performed on soil and steel samples extracted from wall built several decades ago, has shown the difference in behavior between different types of reinforcement strips, and the large scattering of data. It served as a basis to derive relationships between weight loss, ultimate strength and ultimate strain of reinforcement strips. The presence of very thin strips compared to the size of the reinforced earth wall makes it interesting to use homogenization methods. We adopted a multiphase model, that makes it possible to get

a satisfactory modelling of the tensile forces in reinforcement strips. We studied four corrosion scenarios to take into account various situations in which corrosion rates can become significant. The spatial distribution of corrosion can have a clear influence on the behavior of the wall, the failure mechanism, and create complex redistributions of tensile forces between adjacent strips. Parametric studies were carried out to investigate the effects of sur-

charges, and of some details of modeling, such as the junction between panels, or the junction between the reinforcement strips and the facing panels. Results have been compared with measures obtained on full scale reinforced earth walls or on physical models, and with results of other numerical simulations. Results provide elements for the definition of a strategy for the monitoring and the surveillance of reinforced earth walls.

Modélisation du comportement cyclique des ouvrages en terre intégrant des techniques de régularisation

Alexandre FOUCAULT

Thèse soutenue le 21 juin 2010

sous la direction de Arezou Modaressi (ECP)

Recherche effectuée au laboratoire de Mécanique des Sols,

Structures et Matériaux (École Centrale de Paris, CNRS UMR 8579),

au laboratoire de Mécanique des Structures industrielles durables (UMR EDF/CNRS 2832)

et au département Analyses mécaniques et acoustique (EDF R&D)

L'objectif technique majeur de cette thèse se rapporte au développement d'un outil de simulation numérique fiable et robuste adapté à la maîtrise et la connaissance du fonctionnement mécanique des ouvrages géotechniques. Cet outil de simulation doit notamment permettre une maîtrise des scénarii les plus pénalisants pour leur tenue, notamment sous l'aléa sismique. La qualité des résultats d'un tel outil dans le cadre de la méthode des éléments finis est fonction du modèle de comportement utilisé, la qualité de l'intégration du modèle et sa résolution numérique. Dans le cadre de ce travail, le modèle élastoplastique de comportement cyclique des sols de l'ECP (dit de Hujeux) a été introduit dans Code_Aster selon un schéma d'intégration implicite, permettant ainsi une représentation fine et précise des phénomènes mis en jeu durant l'aléa sismique. Ce modèle possède également l'avantage d'être adapté au comportement de différents types de sols dans le cadre des milieux poreux sous l'hypothèse des petites déformations. Après validation sur des chemins de chargement variés, le modèle est à présent utilisé pour la simulation de la construction par couches, de la mise en eau et de la tenue sismique de barrages en terre. Le caractère non standard et adoucissant de ce modèle conduit à mettre en œuvre des techniques de régularisation pour résoudre le problème de dépendance pathologique des résultats aux maillages lors de l'apparition de modes de ruine localisée. Le modèle de second gradient de dilatation est utilisé en complément au modèle de comportement de Hujeux pour contrôler la largeur des bandes de localisation apparaissant sur les structures étudiées. La prise en compte d'une cinématique enrichie permet de rendre objectives aux maillages les réponses des structures durant leur phase d'adoucissement mais n'instaure pas l'unicité des solutions aux problèmes posés suite aux instabilités. Dans le cadre d'essais biaxiaux drainés sur des matériaux dilatants exprimés au sein des milieux du second gradient de dilatation, il est apparu une dépendance de la largeur des bandes de cisaillement à l'état de contraintes initial en plus des propriétés matérielles. À partir d'un exemple analytique d'une bande de matériau cisailée, cette dépendance a pu être exprimée, comparée et maîtrisée en fonction des paramètres de régularisation par rapport aux résultats des simulations numériques. L'extension de cette approche à un cas de stabilité de pente sous chargement d'une fondation superficielle a ensuite été entreprise. La dépendance des largeurs de bandes à l'état de

contraintes initial est apparue comme un élément-clé de la maîtrise du couplage entre le modèle de second gradient de dilatation et les modèles du type Cam-Clay.

The main technical objective of this PhD thesis deals with the development of a soil behavior numerical tool. It should be robust, efficient and adapted to model the mechanical behavior of geotechnical structures (e.g. embankment dam) under the worst loading scenarios such earthquakes. In the finite element method, the quality results is directly linked to the soil constitutive model, the integration scheme and the numerical resolution. In this PhD Thesis, the soil elastoplastic ECP model is introduced in Code_Aster through an implicit scheme. An implicit scheme ensures to respect the theoretical formulation of the model. The ECP constitutive model is one of the best models available in the literature to represent the behaviour of different kinds of soils under cyclic loadings and it is used since the 80's by hydraulic engineers at EDF. It is expressed in terms of effective stresses and infinitesimal strains. The developments are validated for laboratory tests in a large scale of loading paths. On the other hand, the study of a sand embankment was performed and compared to the results obtained with the finite element software GEFDyn developed at ECP. The ECP model is based on a non-associated flow rule and it is able to reproduce a softening behavior. When shear bands occur in the structure, these properties lead to a pathological sensitivity of the results depending on the mesh size. Therefore, a regularization technique has to be used to circumvent this problem and to obtain objective results with respect to the mesh. The second gradient of dilation model is thus chosen to be coupled to the ECP model and in this way, to ensure a spatiotemporal independence of results. However, this mesh independence still evolves in a potential domain of solutions, when instability occurs. The simulations of drained biaxial tests on laboratory samples show a dependence of shear bands thickness in regard to the initial stress state and material properties. An analytical problem of a dilatant shear band is used to extract the key factors. These theoretical solutions are compared and validated to numerical responses, which are in good accordance. A bearing capacity problem was also solved to demonstrate the potential of the method. The conclusion of this work establishes the main role of initial stress state over the shear band thickness in the context of the second gradient of dilation model and the models based on Cam-Clay approach.

Interaction dynamique sol-structure : influence des non-linéarités de comportement du sol

Ali GANDOMZADEH

Thèse soutenue le 8 février 2011

Recherche effectuée au Laboratoire central des ponts et chaussées
et à l'Institut de radioprotection et de sûreté nucléaire (IRSN)

L'interaction dynamique sol-structure a été largement explorée en supposant le comportement linéaire du sol. Néanmoins, pour des séismes d'intensité modérée à forte, la contrainte de cisaillement maximale peut facilement atteindre la limite élastique du sol. Du point de vue de l'interaction sol-structure, les effets non linéaires peuvent modifier la rigidité du sol à la base de la structure ainsi que la quantité d'énergie dissipée dans le sol. En conséquence, ignorer les caractéristiques non linéaires du sol dans l'interaction dynamique sol-structure (IDSS) peut conduire à des prédictions erronées de la réponse de la structure. Le but de ce travail est d'implémenter dans un code numérique une loi de comportement non linéaire pour le sol afin d'examiner l'effet de la non-linéarité du sol sur l'interaction dynamique sol-structure. De plus, différents aspects sont pris en compte tels que l'effet de la contrainte de confinement sur le module de cisaillement du sol, les conditions statiques initiales, les conditions d'interface entre le sol et la structure, etc. Durant ce travail, une méthode simple de couche absorbante basée sur une formulation de Rayleigh/Caughey pour l'amortissement, qui est généralement disponible dans les logiciels existants d'éléments finis, a également été développée. Les conditions de stabilité des problèmes de propagation d'onde sont étudiées et on montre que les comportements linéaire et non linéaire sont très différents en ce qui concerne la dispersion numérique. La règle habituelle de 10 points par longueur d'onde, recommandée dans la littérature pour les milieux élastiques, n'apparaît pas suffisante dans le cas non linéaire. Le modèle implémenté est d'abord vérifié numériquement en comparant les résultats avec ceux d'autres codes numériques connus. Après cela, une étude paramétrique est

menée pour différents types de structures et des profils de sol variés afin de caractériser les effets non linéaires. Différentes caractéristiques de l'IDSS sont comparées à celles du cas linéaire : modification de l'amplitude et du contenu fréquentiel des ondes se propageant dans le sol, fréquence fondamentale, dissipation de l'énergie dans le sol et réponse du système sol-structure. A travers ces études paramétriques nous montrons qu'en fonction des propriétés du sol, le contenu fréquentiel de la réponse du sol peut changer significativement à cause des non-linéarités de comportement. Les pics de la fonction de transfert entre le champ libre et le rocher affleurant se décalent vers les basses fréquences et l'amplification se produit dans cette gamme de fréquences. Une réduction de l'amplification pour les hautes fréquences et même une dé-amplification peuvent se produire pour un fort niveau des mouvements d'entrée. Ces changements influencent la réponse de la structure. Ce travail montre également que la proximité des fréquences fondamentales de la structure et du sol influence fortement l'interaction sol-structure. Enfin, l'effet du poids de la structure et du balancement de la superstructure peut être significatif. Finalement, le bassin de Nice est utilisé comme un exemple de propagation d'onde dans un milieu non linéaire hétérogène et d'interaction dynamique sol-structure. La réponse du bassin dépend fortement de la combinaison de la non-linéarité du sol, des effets topographiques et du contraste d'impédance entre les couches de sol. Pour les structures et les profils de sol sélectionnés dans ce travail, les simulations numériques réalisées montrent que le décalage de la fréquence fondamentale n'est pas un bon indicateur pour distinguer le comportement linéaire du sol du comportement non linéaire.

Influence de la prise en compte des modules en petites déformations des sols sur la modélisation numérique d'ouvrages géotechniques

Yousef HEJAZI

Thèse soutenue le 16 septembre 2010

sous la direction de Richard Kastner (INSA Lyon) et Daniel Dias (INSA Lyon)

Recherche effectuée au LGCIE-Géotechnique de l'Institut national des sciences appliquées de Lyon

Compte tenu de leur capacité d'intégrer la complexité de la géométrie, le comportement du sol environnant ou encore les processus du creusement lors de l'évaluation des mouvements engendrés par l'exécution d'un ouvrage souterrain, les méthodes numériques deviennent de plus en plus indispensables en phase de dimensionnement. La pratique des travaux souterrains a d'ailleurs démontré que la plupart des ouvrages sont dans le domaine des petites déformations où le comportement du sol est mal représenté par l'élasticité linéaire isotrope. Une estimation fiable des mouvements de sol nécessite alors l'incorporation de modèles capables de représenter le comportement du sol sous petites déformations. Ce travail de thèse constitue une contribution à l'étude numérique de l'influence de la prise en compte des modules en petites déformations et de l'anisotropie des sols lors du creusement d'un ouvrage souterrain. Pour cela, une série de modèles permettant de simuler la raideur du sol croissante en fonction de la profondeur, la raideur plus élevée sous faibles déformations, la non-linéarité du comportement en petites déformations, l'histoire des sollicitations et le radoucissement en grandes déformations a été retenue et implémentée dans le code de calcul en différences finies FLAC3D. Ces modèles ont été ensuite validés sur différents chemins de sollicitations avant qu'ils soient appliqués à la simulation d'ouvrages souterrains peu profonds dans de l'argile surconsolidée de Londres. Une des conclusions de ce travail de recherche réside dans le fait que l'introduction de la non-linéarité du sol sous faibles déformations conduit à une prédiction bien meilleure des mouvements du sol autour d'un

ouvrage souterrain creusé dans des argiles anisotropes et fortement surconsolidées. Un autre des phénomènes-clés à prendre en compte est l'état caractéristique des sols.

Regarding their ability to simulate the complexity of geometry, the behaviour of surrounding soils, the excavation process and to evaluate the movements generated by an underground construction, numerical methods are becoming more and more widespread for design. Moreover, practice has demonstrated that most of underground constructions deformed under small-strains where soil behaviour is poorly represented by the linear isotropic elasticity. Therefore, a reliable prediction of soil movements requires the use of a constitutive model able to represent the small-strain soil behaviour. This PhD thesis is a contribution to numerical studies for taking into account the small strain stiffness and the anisotropy of a soil during excavation of an underground structure. For this, a series of constitutive soil models was selected and implemented in the finite difference code FLAC3D in order to simulate the increase of soil stiffness with depth, the non-linear small-strain behaviour, the stress history and the strain softening under large strain. These models were then validated on different stress paths and then applied to simulate a shallow tunnel in London Clay. From this research, it is concluded that the introduction of soil non-linearity under small strains leads to better prediction of ground movements around a tunnel excavated within anisotropic and heavily overconsolidated Clays than that observed by the linear elastic model frequently used. Another phenomena necessary to be taken into account is the characteristic state of the soil.

Modélisation physique de la suffusion dans les ouvrages hydrauliques en terre

Van Duong LE

Thèse soutenue le 1^{er} juillet 2011

sous la direction de Alain Alexis (Université de Nantes) et Jacques Garnier (IFSTTAR)

Recherche effectuée au département Géotechnique, Eau et Risques de l'IFSTTAR

La suffusion est un mécanisme d'érosion interne qui correspond au détachement et au transport de particules fines au travers du squelette granulaire sous l'action d'un écoulement. Différents chercheurs ont observé que la valeur du gradient hydraulique critique nécessaire à l'initiation de la suffusion décroît avec la longueur de l'échantillon testé. Un dispositif d'essais en centrifugeuse est spécialement développé afin de caractériser la suffusion et d'étudier cet effet d'échelle sous contrainte effective contrôlée. Des échantillons sablo-argileux sont centrifugés et sont soumis à un écoulement vertical descendant sous charge hydraulique constante. L'étude met en évidence l'influence de la longueur de l'échantillon sur le gradient hydraulique critique et sur le taux d'érosion. Une nouvelle approche énergétique est proposée et permet de relier le taux d'érosion avec la puissance dissipée par le fluide ainsi que la masse érodée avec l'énergie dissipée. Cette approche permet de s'affranchir de l'effet d'échelle.

Suffusion is an internal erosion mechanism, which means detachment and transport of fine particles within the soil skeleton due to hydraulic seepage flows. Different researchers observed that value of critical hydraulic gradient required to initiate suffusion decreases with length of the specimen tested. A specific centrifuge bench was designed to study the suffusion process and to study this scale effect under a controlled effective stress. Clayey sand specimens were subjected to centrifuge acceleration and to a downward flow under a constant hydraulic head. The study underlines the influence of specimen length on critical hydraulic gradient and also on the rate of erosion. A new energy analysis of tests is developed, linking the erosion rate to the power expended by fluid flow, and the eroded clay mass to the energy dissipation. This method permits the effect of specimen length to be avoided.

Solutions fondamentales en géo-poro-mécanique multiphasique pour l'analyse des effets de site sismiques

Pooneh MAGHOUL

Thèse soutenue le 12 novembre 2010

sous la direction de Behrouz Gatmiri (Laboratoire Navier)

et Denis Duhamel (Laboratoire Navier)

Recherche effectuée au laboratoire Navier (École des Ponts ParisTech, Université Paris-Est)

Ce travail de recherche se situe dans le cadre du développement de la méthode des éléments de frontière (BEM) pour les milieux poreux multiphasiques. A l'heure actuelle, l'application de la BEM aux problèmes des milieux poreux non saturés est encore limitée, car l'expression analytique exacte de la solution fondamentale n'a pas été obtenue, ni dans le domaine transformé ni dans le domaine réel. Ceci provient de la complexité du système d'équations régissant le comportement des milieux poreux non saturés. Les développements de la BEM pour les sols non saturés effectués au cours de cette thèse sont basés sur les modèles thermo-hydro-mécanique (THHM) et hydro-mécanique (HHM) présentés dans la première partie de ce mémoire. Ces modèles phénoménologiques basés sur la théorie de la poromécanique et les acquis expérimentaux sont obtenus dans le cadre du modèle mathématique présenté par Gatmiri (1997) et Gatmiri et al. (1998). Après avoir présenté les modèles THHM et HHM, on établit pour la première fois les équations intégrales de frontière et les solutions fondamentales associées pour un milieu poreux non saturé sous chargement quasi statique pour les deux cas isotherme (2D dans le domaine de Laplace) et non isotherme (2D et 3D dans les domaines de Laplace et temporel). Aussi, les équations intégrales de frontière ainsi que les solutions fondamentales 2D et 3D (dans le domaine de Laplace) pour le modèle dynamique couplé des sols non saturés sont obtenues. Ensuite, les formulations d'éléments de frontière (BEM) basées sur la *méthode quadrature de convolution* (MQC) concernant les milieux poreux saturé et non saturé sous chargement quasi statique isotherme et dynamique sont implémentées dans le code de calcul « HYBRID ». Ayant intégré les formulations de BEM pour les problèmes de propagation d'ondes ainsi que pour les problèmes de consolidation dans les milieux poreux saturés et non saturés, il semble que nous ayons fourni à l'heure actuelle le premier code de calcul aux éléments de frontière (BEM) qui modélise les différents problèmes dans les sols secs, saturés et non saturés. Une fois le code vérifié et validé, des études paramétriques portant sur des effets de site sismiques sont effectuées. Le but recherché est d'aboutir à un critère simple, directement exploitable par les ingénieurs, combinant les caractéristiques géométriques et les caractéristiques du sol, permettant de prédire l'amplification du spectre de réponse en accélération dans des vallées sédimentaires aussi bien que vides.

The purpose of this dissertation is to develop a boundary element method (BEM) for multiphase porous media. Nowadays, the application of the BEM for solving problems of unsaturated porous media is still limited, because no fundamental solution exists in the published literature, neither in the frequency nor time domain. This fact rises from the complexity of the coupled partial differential equations governing the behaviour of such media. The developments of the BEM for the unsaturated soils carried out during this thesis are based on the thermo-hydro-mechanical (THHM) and hydro-mechanical (HHM) models presented in the first part of this dissertation. These phenomenological models are presented based on the experimental observations and with respect to the poromechanics theory within the framework of the suction-based mathematical model presented by Gatmiri (1997) and Gatmiri et al. (1998). After having presented the THHM and HHM models, for the first time, one establishes the boundary integral equations (BIE) and the associated fundamental solutions for the unsaturated porous media subjected to quasi-static loading for both isothermal (2D in the Laplace transform domain) and non-isothermal (2D and 3D in Laplace transform and time domains) cases. Also, the boundary integral equations as well as the fundamental solutions (2D and 3D in the Laplace transform domain) are obtained for the fully coupled dynamic model of unsaturated soils. In the next step, the boundary element formulations (BEM) based on the convolution quadrature method (CQM) regarding the saturated and unsaturated porous media subjected to isothermal quasi-static and dynamic loadings are implemented via the computer code « HYBRID ». Having integrated the BEM formulations for the wave propagation, as well as the consolidation problems in the saturated and unsaturated porous media, it seems that now the first boundary element code is obtained that can model the various problems in dry, saturated and unsaturated soils. Once the code is verified and validated, parametric studies on seismic site effects are carried out. The aim is to achieve a simple criterion directly usable by engineers, combining the topographical and geological characteristics of the soil, to predict the amplification of acceleration response spectra in sedimentary as well as hollow valleys.

Approche multi-échelle du traitement des sols à la chaux. Étude des interactions avec les argiles

Nicolas MAUBEC

Thèse soutenue le 6 octobre 2010

sous la direction de G. Ouvrard (Université de Nantes) et Deneele (LCPC)
Recherche effectuée au département Géotechnique, Eau et Risques du LCPC

Afin de valoriser les matériaux, présents sur les sites de projets d'infrastructures, le traitement à la chaux est une technique souvent utilisée, puisqu'il permet d'améliorer les performances mécaniques et la maniabilité des sols. Toutefois, cette technique possède des limites avec les sols argileux où les améliorations escomptées ne sont pas obtenues. Afin d'optimiser cette technique et de valoriser les sols argileux, une étude physico-chimique des interactions entre la chaux et les minéraux argileux et un lien avec l'aspect mécanique est donc essentiel pour comprendre l'effet de la chaux sur ces minéraux. L'étude du traitement à la chaux sur deux argiles (kaolinite et bentonite calcique) a donc été étudiée. Les résultats montrent que l'ajout de chaux améliore les performances mécani-

ques des argiles, quelles que soient les conditions hydriques. Ces améliorations sont plus rapides dans le cas de la bentonite. Le couplage entre l'aspect macroscopique et physico-chimique montre que les améliorations sont en lien avec la formation de composés secondaires de type silicates, aluminates et carboaluminates de calcium hydratés qui augmentent la cohésion au sein des matériaux. Les améliorations des comportements mécaniques sont d'autant plus importantes qu'il y a de composés secondaires formés. Les caractérisations physico-chimiques montrent également que tous les minéraux rencontrés dans cette étude (kaolinite, muscovite, montmorillonite, feldspaths, quartz, cristobalite) réagissent lors du traitement à la chaux.

Modélisation numérique du comportement des sols sous très grands nombres de cycles. Homogénéisation temporelle et identification des paramètres

Aurélié PAPON

Thèse soutenue le 27 septembre 2010

sous la direction de Pierre-Yves Hicher (École centrale de Nantes)
et Yvon Riou (École centrale de Nantes)

Recherche effectuée à l'Institut de recherche en génie civil et mécanique
(École Centrale de Nantes, Université de Nantes)

La prise en compte du comportement des sols soumis à de très grands nombres de cycles nécessite l'utilisation de modèles de comportement spécifiques, souvent complexes. Par ailleurs, la simulation de ce comportement sur l'ensemble du chargement implique des temps de calcul longs et fastidieux. En réponse à ces constats, cette étude développe deux outils d'aide à la modélisation numérique. Le premier outil vise une réduction substantielle du temps de calcul en appliquant la méthode d'homogénéisation temporelle asymptotique. L'efficacité de cette méthode est mesurée par la comparaison des simulations avec et sans homogénéisation dans le cas d'essais triaxiaux non drainés répétés. Deux modèles de comportement sont utilisés : l'un est basé sur le principe de la plasticité de la *bounding surface*, l'autre est un modèle à deux surfaces de charge à écrouissage isotrope et cinématique (modèle « bulle »). Un module d'homogénéisation est implanté dans le logiciel aux éléments finis CESAR-LCPC. Le second outil s'inscrit dans le cadre plus général de l'identification de paramètres constitutifs par analyse inverse. Il propose une identification multi-objectif des paramètres par algorithmes génétiques. Cette méthode est testée sur des essais pressiométriques monotones afin de prévoir le tassement d'une fondation superficielle. Finalement les deux outils numériques sont appliqués à des résultats expérimentaux obtenus lors d'essais triaxiaux non drainés répétés sur une argile normalement consolidée.

To take into account the behavior of soils subjected to very large numbers of cycles requires the use of specific models, often complex. Furthermore, the simulation of this behavior throughout the entire loading history is time-consuming. In order to overcome these difficulties, we developed two numerical techniques. The first technique aims at reducing substantially the computational time by applying the asymptotic time homogenization method. The effectiveness of this method is measured by comparing simulations with and without homogenization in the case of undrained triaxial tests under one-way cyclic loading. Two models are used: one is based on the principle of the bounding surface plasticity; the other is a two-surface model with isotropic and kinematic hardening (bubble model). The time-homogenization method is implemented in the finite element code CESAR-LCPC. The second technique is part of the broader framework of constitutive parameter identification by inverse analysis. It consists of a multi-objective identification of parameters by genetic algorithms. This method is tested on monotonic pressuremeter tests in order to predict the settlement of a shallow foundation. Finally, the two numerical techniques are applied to experimental results obtained from undrained triaxial tests under one-way cyclic loading on a normally consolidated clay.

Comportement des tunnels dans les milieux rocheux de faibles caractéristiques mécaniques

Fabrice ROJAT

Thèse soutenue le 24 novembre 2010

sous la direction de Philippe Mestat (LCPC) et Vincent Labiouse (EPFL)

Recherche effectuée au Laboratoire régional des ponts et chaussées de Toulouse et au Laboratoire de mécanique des roches de l'École polytechnique fédérale de Lausanne

Les projets de tunnels dans des milieux rocheux de faibles caractéristiques mécaniques, usuellement regroupés sous l'appellation sols indurés roches tendres (SIRT), se heurtent à de multiples difficultés. Ces matériaux présentent des spécificités de comportement qui les rendent atypiques dans les contextes usuels de la mécanique des sols comme de la mécanique des roches, compliquant les dimensionnements et pouvant engendrer des surcoûts importants pour les maîtres d'ouvrage. En se limitant aux SIRT modélisables par une approche continue, la non-linéarité du critère de rupture, les couplages hydromécaniques et la dépendance de la déformabilité à l'état de contrainte apparaissent comme des traits de comportements susceptibles d'influencer significativement la phase de creusement (équilibre à court terme). Bien que ces propriétés puissent être prises en compte de manière adéquate dans des modèles numériques, la pratique des calculs de tunnel a montré de longue date l'intérêt des méthodes simplifiées comme l'approche convergence-confinement. Elles permettent un prédimensionnement raisonnablement représentatif au moyen de formulations peu complexes et favorisent la réalisation d'études de sensibilité grâce à leur mise en œuvre simple et rapide. À partir d'une approche de type « milieux poreux », prenant en compte la compressibilité des différents constituants du matériau, et d'une représentation adimensionnelle du critère de rupture de Hoek-Brown (incluant les régimes d'arête), de nouvelles formulations permettant le calcul des courbes caractéristiques du terrain sont donc présentées. Après s'être intéressé dans un premier temps à la seule non-linéarité du critère de rupture, avec un milieu monophasique, une complexification progressive du problème est mise en œuvre pour prendre en compte des situations biphasiques drainées ou non drainées. À chaque fois une résolution complète est proposée, aboutissant à des formulations explicites ou à des équations intégrables aisément par une méthode numérique à un pas. Un outil sous forme de tableur, directement utilisable et démontrant la simplicité de mise en œuvre des solutions établies, est systématiquement fourni. Le cas non drainé est ensuite complété par un schéma de calcul intégrant une élasticité non linéaire de Fahey-Carter, avec la méthode des matrices de transfert. La partie finale du travail permet d'aborder l'applicabilité de ces développements analytiques à un cas réel, le tunnel d'Arbus. Elle souligne quelques difficultés de détermination de paramètres à partir de campagnes d'essais « standard » et insiste sur la variabilité naturelle des matériaux dans une géologie molassique du piémont pyrénéen. Ce contexte met en relief les avantages des méthodes développées : outre une représentation plus satisfaisante du comportement du milieu, elles permettent à peu de frais d'identifier les paramètres les plus influents sur l'équilibre massif – soutènement et d'aborder la problématique des incertitudes dans le dimensionnement. Les calculs font également ressortir l'intérêt des modèles à élasticité non linéaire, avec une prise en compte plus appropriée de la déformabilité du matériau mais aussi une réduction de la sensibilité du modèle à la variabilité des paramètres élastiques. Les approches présentées conservent néanmoins certaines limites, comme la nécessaire distinction des équilibres court terme et long terme, l'hypothèse de contrainte initiale hydrostatique qui se révèle au final assez forte et le problème de la représentation du soutènement qui mériterait d'être davantage

approfondi même si des méthodes acceptables sont d'ores et déjà disponibles dans la littérature.

Tunnel projects within rock masses of low mechanical properties, usually described as « hard soils soft rocks » (HSSR), regularly encounter numerous difficulties. These materials show specific behaviours that make them atypical in the points of view of both rock and soil mechanics, leading to more complex designs and generating significant extra costs for the contracting authority. Considering the limited case of HSSR that can be modelled with a continuous approach, nonlinearity of the failure criterion, hydro-mechanical coupling, and stress-dependency of the material deformability appear as distinctive behaviour features that may have a serious influence on the excavation stage (short term equilibrium). Although these properties can be adequately taken into account in some numerical models, the practical experience of tunnel calculations has long shown the interest of simplified methods such as the convergence-confinement approach. These methods allow reasonably representative designs through not very complex formulations and contribute to make sensitivity studies easier thanks to their quick and simple implementation. Thus, based on a classical « porous media » description taking into account both mineral and fluid compressibilities, and on a non-dimensional expression of the Hoek-Brown failure criterion (including edge effects), new formulations for the calculation of ground characteristic curves are presented. After a first approach considering only the non-linearity of the failure criterion, in a monophasic medium, more complex cases are studied so as to take into account biphasic drained or undrained situations. Each time, a complete solution is described, leading to explicit formulations or to differential equations that can be simply solved with a one-step numerical method. A « turnkey » design tool, in a spreadsheet form, that demonstrates the easy implementation of the developed solutions, is systematically provided. The undrained case is then completed with a calculation procedure that integrates the Fahey-Carter non-linear elasticity model, using the transfer matrices method. The last part of this work tackles the applicability of these analytical solutions on a case study, the Arbus tunnel (France). It emphasizes a few difficulties in the determination of some parameters of the mechanical model when « standard » test protocols are used, and insists on the natural variability of the ground properties in this molassic geology of the Pyrenean piedmont. This context stresses the advantages of the developed methods: besides a better description of the rock mass behaviour, they allow to identify at low cost the more influent parameters on the ground – lining equilibrium and to introduce the analysis of uncertainties in design practice. The calculations also underline the interest of non-linear elasticity models, promoting a better assessment of material deformability and also reducing the model sensitivity to elastic parameters scattering. The here-presented approaches keep some limits however, such as the necessary distinction between short term and long term equilibriums, the hypothesis of hydrostatic far-field stresses that is shown to be quite strong in the end, and the problem of lining representation (confinement line) that would deserve a deeper analysis even if a few acceptable methods are already available in the literature.

Influence du changement climatique et des conditions extrêmes sur les massifs fracturés : rôle des fluides dans leur processus d'altération

Alice SAAD

Thèse soutenue en septembre 2011
sous la direction de Sylvine Guédon (IFSTTAR)

Recherche effectuée au département Géotechnique, Eau et Risques de l'IFSTTAR

L'objectif de ce travail est de comprendre le processus d'altération des calcaires oolithiques et d'estimer leur cinétique d'altération en fonction des conditions climatiques présentes en France. Pour y répondre, des cycles de vieillissement accéléré, basés sur les paramètres issus de l'étude bibliographique et sur les données de température et de précipitations réelles, ont été définis. Ensuite, des lots d'échantillons de deux calcaires oolithiques ont subi ces vieillissements. Les mesures réalisées pour déterminer l'endommagement ont été choisies en fonction de leurs caractéristiques métrologiques et de leur pertinence. Les résultats obtenus ont été comparés avec les mêmes mesures réalisées sur des calcaires altérés de façon naturelle prélevés sur site. Ainsi, les liens entre le processus d'altération des calcaires et leurs caractéristiques mécaniques, physiques et surtout microstructurales ont été établis. Cette analyse a également abouti à des cinétiques d'altération. Les résultats ont été validés par l'étude d'un autre calcaire oolithique sous d'autres conditions climatiques. Enfin, l'influence de changements climatiques éventuels sur les cinétiques d'altération peut être évaluée à l'aide d'un outil statistique.

The objective of this work is to understand the weathering process of oolitic limestone and estimate their weathering kinetics under French climatic conditions. Accelerated ageing cycles, based on parameters deduced from a literature review and on temperature and precipitation data, have been defined. Then samples of two oolitic limestones have undergone these ageing. The measurements used to determine damage were chosen based on their metrological characteristics and their relevance. The results were compared with the same measurements performed on naturally weathered limestone. Thus, the relationships between the weathering process of oolitic limestone and their mechanical, physical and microstructural characteristics have been established. This analysis also led to weathering kinetics. The results were validated by the study of another oolitic limestone under different climatic conditions. Finally, the influence of a potential climate change on the weathering kinetics was determined using a statistical tool.

Évaluation des propriétés mécaniques du matériau Soil-Mixing

Fabien SZYMKIEWICZ

Thèse soutenue en septembre 2011
sous la direction de Philippe Reiffsteck (IFSTTAR)

Recherche effectuée au département Géotechnique, Eau et Risques (IFSTTAR)
en partenariat avec la société Solétanche-Bachy

Le *Soil-Mixing* consiste à traiter le sol avec un liant hydraulique en le mélangeant mécaniquement en place pour améliorer ses propriétés mécaniques. Son côté économique ainsi que son faible impact environnemental ont fait de cette méthode jusque-là cantonnée à l'amélioration de sols compressibles ou à forte teneur en matière organique une alternative attrayante aux méthodes traditionnelles de renforcements des sols, de soutènements (temporaires voire définitifs), de fondations et de travaux d'étanchéités. Mais avec cette augmentation de la demande, les exigences nouvelles concernant la méthode et le matériau sont apparues. De nombreuses études permettent d'apporter des éléments de réponses. Cependant, il n'existe pas d'étude paramétrique globale étudiant à la fois l'impact du type de sol et de la quantité d'eau sur la caractérisation du matériau *Soil-Mixing* et qui permettrait d'améliorer les méthodes de dosage ainsi que les méthodes de dimensionnement des ouvrages en *Soil-Mixing*. Un mélange sol-ciment est composé majoritairement de sol. Le ciment ne représentera au maximum que 30 % du mélange. L'approche adoptée est donc plutôt celle du domaine de la géotechnique que des bétons hydrauliques. Nous avons pris le parti de baser notre travail sur une étude de laboratoire, en réalisant des mélanges dits « de référence ». Trois sables et cinq sols fins ont été traités en faisant varier à chaque fois les quantités de ciment et d'eau, afin d'observer l'influence de la granulométrie, de l'argilosité et de la quantité d'eau présente dans le mélange sur la résistance, la rigidité et la déformation à la rupture du matériau. Par ailleurs, des sols reconstitués à base de sable et de sol fin ont été traités afin d'étudier l'impact des fines et de leur nature sur la résistance du matériau. En parallèle, le suivi de différents chantiers nous a permis d'étudier la mise en œuvre de la méthode, l'homogénéité du matériau réalisé *in situ*, et de comparer les résultats obtenus avec ceux de l'étude paramétrique. Les retombées de ce travail sont la création d'abaques reliant la résistance au dosage en ciment et au rapport C/E, ainsi qu'un tableau de synthèse de données expérimentales des différentes propriétés mécaniques du matériau *Soil-Mixing* (en fonction de la nature du sol rencontré), et des formules permettant pour les sols grenus de

prédire la résistance à 7 et 28 jours en fonction du pourcentage de fines dans le sol et du dosage en ciment.

The *Soil-Mixing* consists in mixing a hydraulic binder into the soil mechanically in order to improve its mechanical properties. Because of its economical as well as its sustainable advantages, this method so far confined to the improvement of compressible or high organic content soils has become an attractive alternative to traditional methods for soil reinforcement, retaining walls (temporary or final), foundations and cutoff walls. But these new applications imply new requirements on the method as well as on the material. Many studies on the subject provide some answers. However, there is no comprehensive parametric study examining both the impact of soil type and the amount of water on the characterization of the *Soil-Mixing* material and would improve the testing methods and methods for design of structures in *Soil-Mixing*. Soil-cement mixtures are predominantly composed of soil. The cement will represent at most 30% of the mixture. That is why we have chosen to follow a geotechnical approach rather than the concrete approach for this project. We followed an experimental program based on a laboratory study, realizing mixes called « reference » mixes. Three sand soil and five fine soils were treated by varying each time the quantities of cement and water to observe the influence of particle size, clay content and the amount of water present in the mixes on the resistance of the material, stiffness and failure strain. In addition, soils made from sand and fine soils were reconstituted and treated to study the impact of fines and their nature on the strength of the material. In parallel, monitoring of various projects has enabled us to study the implementation of the method, the homogeneity of the material produced *in situ*, and to compare the results with those of the parametric study. The results of this work are the creation of abaci connecting the resistance to the cement content and C/E ratio, and a summary table of experimental data of different mechanical properties of the *Soil-Mixing* material (depending on the nature of the soil), and formulas for granular soils predicting the strength after 7 and 28 days of curing depending on the percentage of fines in the soil and on cement content.

Développement d'indicateurs de qualité dans la modélisation des ouvrages géotechniques par la méthode des éléments finis : application aux soutènements

Cristina VULPE

Thèse soutenue le 7 septembre 2011
sous la direction de Philippe Mestat (IFSTTAR)
et Nicolai Droniuc (IFSTTAR)

Recherche effectuée au département Géotechnique, Eau et Risques de l'IFSTTAR

La recherche consistait à étudier la précision des calculs par la méthode des éléments finis (MEF) au moyen « d'indicateurs de qualité ». Les indicateurs de qualité représentent des formules simples qui permettent d'évaluer la qualité des calculs par éléments finis. La qualité de l'analyse numérique est évaluée par rapport à la discrétisation. Le modèle mathématique est considéré correct et les erreurs résultant du choix des propriétés des matériaux ne sont pas être pris en compte. Nous avons défini les formulations mathématiques de ces indicateurs de qualité, ainsi que leurs limites inférieures et supérieures. Grâce au choix de formulations simples, il est facile de les introduire dans un logiciel de calcul par éléments finis. Ils ont été implémentés dans le code de calcul CESAR-LCPC, module Mécanique en Comportement Non Linéaire. Afin de démontrer qu'ils ont été correctement définis et de tester leur fiabilité, ces indicateurs de qualité sont testés sur un certain nombre de problèmes simples en 2D et en 3D. Après avoir prouvé leur capacité à caractériser la qualité de la discrétisation des modèles d'éléments finis, nous les avons testés sur le cas d'une excavation de palplanches butonnées (site expérimental de Hochstetten, près de Karlsruhe). La précision des résultats en termes de propriétés mécaniques choisies pour le sol et les structures n'a pas été étudiée. Nous avons également démontré que les résultats sont indépendants des propriétés mécaniques choisies pour le sol ou la structure.

The thesis proposes to study the accuracy of the finite element method (FEM) analyses by means of « quality indicators ». The quality indicators represent simple mathematical formulas that are designed to evaluate the reliability of the numerical analyses. The accuracy of the discretization modeling of these analyses is determined; the mathematical model is considered correct and the errors resulting from the choice of the mechanical properties of the soil are not taken into account. We proposed the mathematical formulations of the quality indicators and also established their lower and upper bounds. Due to their simple mathematical formulation, the quality indicators are easily implemented in any finite element computer code. We have introduced them in the CESAR-LCPC finite element computer code, namely in the nonlinear mechanical execution module. The proposed quality indicators are used on a number of simple 2D and 3D problems elastic and elastoplastic problems in order to assess the jump in stress values in the nodes of the generated mesh. After testing the accuracy of the discretization modeling of these numerical analyses, we evaluated the discretization modeling quality of a braced sheetpile excavation (Hochstetten experimental site, near Karlsruhe). The accuracy of the results based on the mechanical properties of the soil and the structure has not been studied. Also, we proved that the quality indicator results are independent of the chosen mechanical properties for the soil or structure.

INSTRUCTIONS AUX AUTEURS

Le projet d'article sera envoyé en deux exemplaires, accompagnés de la version électronique à l'un des rédacteurs en chef de la revue :

Philippe MESTAT
IFSTTAR
58, boulevard Lefebvre
75735 Paris CEDEX 15

Frédéric PELLET
INSA-Université de Lyon
Département de Génie civil
et d'Urbanisme
Laboratoire de Génie civil et
d'Ingénierie environnementale
Bât. Coulomb - 20, av. A. Einstein
69621 Villeurbanne CEDEX

Denis FABRE
CNAM
2, rue Conté
75141 Paris CEDEX 3

Un projet d'article sera composé sous **Word**, présenté en double interligne, sur feuilles de format A4 paginées. Un projet d'article (y compris la bibliographie) ne devront pas dépasser une trentaine de pages ; un projet de *note technique*, une dizaine de pages.

La première page comprendra le titre en français et en *anglais*, les nom, prénom, organisme, adresse, des auteurs et les numéros de téléphone, fax et l'adresse électronique de l'auteur correspondant.

Les résumés, ainsi qu'une liste de **mots-clés** (moins de 10) devront être également fournis en français et en *anglais*, les résumés n'excédant pas 200 mots.

Les graphiques devront être de bonne qualité, avec des caractères et des chiffres d'assez grande taille pour en permettre une lecture aisée après une éventuelle réduction. Les traits devront être d'une épaisseur suffisante. Les **titres** des figures devront être fournis en français et en *anglais*.

Les photographies devront avoir été scannées à 300 dpi (format jpg ou tif) et fournies dans des fichiers à part (néanmoins, une sortie papier doit servir de document témoin)*.

Les tableaux pourront être intégrés dans le texte, leur titre fourni en français et en *anglais*.

Les équations seront numérotées entre parenthèses après l'équation. On utilisera les **unités SI**.

Les références bibliographiques citées dans le texte seront du type (Baguelin et Jézéquel, 1978), pour un ou deux auteurs ; (Wastiaux *et al.*, 1988) pour plusieurs auteurs.

La bibliographie, en fin d'article, sera présentée par ordre alphabétique des premiers auteurs :

- pour les ouvrages : titre en italique, le reste en romain ;
- pour les revues et actes de conférences publiés : titre de la revue ou de la conférence en italique, le reste en romain ;
- pour les rapports internes et les thèses : texte tout en romain.

Par exemple :

Baguelin F., Jézéquel J.F. – *The pressuremeter and foundation engineering*. Series on rock and soil mechanics, vol. 2, n° 4, Trans-tech Publications, 1978.

Wastiaux M., Ducroq J., Corbetta F. – Les pieux maritimes du pont Vasco de Gama. *Revue française de géotechnique*, n° 87, 1999, p. 27-33.

* Il est rappelé que les figures et photos sont imprimées en noir : l'usage de la couleur n'est donc pas recommandé.