ISSN - 0181-0529

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

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

N° 55

150 F

2e TRIMESTRE 1991

Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

N° 55
AVRIL 1991

sommaire

Comportement de l'écran de soutènement d'une tranchée expérimentale étroite

Behaviour of the retaining structure for a narrow experimental trench

F. DESCŒUDRES, F. PELLET
Institut des Sols, Roches et Fondations
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne*

Rev. Franç. Géotech. n° 55, pp. 5-15 (avril 1991)

Résumé

Le comportement de l'écran de soutènement d'une tranchée expérimentale étroite a été étudié au moyen de la méthode des éléments finis et de la méthode des modules de réaction. La confrontation des résultats numériques aux mesures de déplacements réalisées in situ a permis de comparer les performances de chacune des méthodes et de préciser leurs limites. L'importance d'une détermination représentative des modules de déformation est démontrée en s'appuyant notamment sur l'évolution des modules pressiométriques observée en fin d'excavation dans la zone du fond de fouille.

Abstract

The behaviour of the flexible retaining structure of a narrow experimental trench was studied by the finite element method and the subgrade modulus method. The confrontation of the numerical results to field measured displacements enabled a comparison of the performances of both methods and the determination of their validity limits. The importance of a representative determination of the modulus is shown by the variation of the pressuremeter modulus observed after the excavation in the subgrade.

* GC Ecublens — CH 1015 Lausanne, Suisse.

1. INTRODUCTION

A mesure que la prise en compte des déplacements au voisinage des fouilles devenait une exigence des projets de soutènement en site urbain, les méthodes classiques de calcul à l'équilibre limite se révelaient insuffisantes. Les méthodes numériques permettant d'associer contraintes et déformations ont alors suivi une évolution rapide ; la méthode des éléments finis a été adaptée pour traiter ce problème tandis que parallèlement des modèles plus simples tels que la méthode des modules de réaction se sont développés.

Dans le but de comparer les performances et la fiabilité de ces deux méthodes aujourd'hui couramment utilisées dans les bureaux d'étude, nous avons étudié le comportement de l'écran de soutènement d'une tranchée expérimentale, réalisée dans le cadre d'un programme de recherche sur les milieux non saturés. L'analyse numérique réalisée a posteriori, a été effectuée grâce au programme EFEMER de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, pour la méthode des éléments finis et à l'aide du logiciel DENEBOLA du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées Français, pour la méthode des modules de réaction. L'étude a été orientée principalement sur la comparaison des déplacements de l'ouvrage mesurés in situ avec ceux calculés par chacune des deux méthodes.

2. PRÉSENTATION DU SITE EXPÉRIMENTAL

2.1. Description de l'ouvrage et de l'instrumentation

L'ouvrage, qui est implanté sur le site de l'Ecole Polytechnique, est une tranchée de 10 m de longueur sur 2 m de largeur (fig. 1). L'excavation a été exécutée en quatre étapes pour atteindre une profondeur maximale de 4,50 m en phase terminale. Le soutènement, constitué de palplanches préalablement battues, a été étayé sur deux rangs à l'avancement.

Parmi le vaste programme d'instrumentation mis en œuvre sur le site en vue de l'étude de la zone non saturée, les mesures principalement retenues concernent les déplacements du massif de sol environnant, relevés sur les inclinomètres I1 et I2 (fig. 1), ainsi que le déplacement de la tête de l'écran mesuré par levés topométriques. Pour connaître avec précision les tassements en surface, des mesures de nivellement ont été réalisées au droit de chaque inclinomètre.

2.2. Contexte géologique et hydrogéologique

Le site est caractérisé par une série de couches d'alluvions glacio-lacustres surmontant la molasse du tertiaire dont le toit se situe à environ 30 m de profondeur. Dans la zone concernant l'ouvrage, on traverse des limons sableux à argileux en partie varvés, relativement homogène du point de vue du comportement mécanique.

Le régime hydraulique naturel, établi sur le site avant toute intervention, était caractérisé par un écoulement sub-horizontal, de faible gradient (environ 0,05), dirigé approximativement de l'ouest vers l'est. Cet écoulement, favorisé par une anisotropie de perméabilité du sol marquée par une perméabilité horizontale nettement supérieure à la perméabilité verticale, a évidemment été modifié par la mise en place du soutènement. Les niveaux de la surface libre de la nappe à ce stade sont représentés à la figure 2. La réalisation ultérieure de l'excavation a provoqué un écoulement sous l'écran qui, superposé au régime naturel, montre que les forces d'écoulement se conjuguent côté ouest tandis qu'elles s'opposent côté est. Dans ce contexte, les micro-piézomètres MP3 et MP14 (fig. 1) ont enregistré en phase terminale des travaux et en conditions climatiques normales des niveaux moyens de nappe se situant à − 1,30 m côté est et − 1,10 m côté ouest. Cette variation de niveaux explique en partie la différence de comportement constatée entre les parties est et ouest de l'ouvrage.

3. ANALYSE NUMÉRIQUE

3.1. Méthodes de calcul

3.1.1. Méthode des éléments finis

Le programme EFEMER qui fut mis au point à Karlsruhe a été complété et développé à l'Institut des Sols, Roches et Fondations de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (DUDT, 1986). Il permet la résolution numérique des équations de l'équilibre statique par la méthode des éléments finis, en considérant les déplacements du domaine étudié comme inconnes du problème et en retenant l'hypothèse des petites déformations. Les éléments de surface utilisés sont des triangles à trois nœuds avec fonction d'interpolation linéaire tandis que les éléments unidimensionnels sont à deux nœuds avec des fonctions d'interpolation linéaires (élément de barre) ou du troisième degré

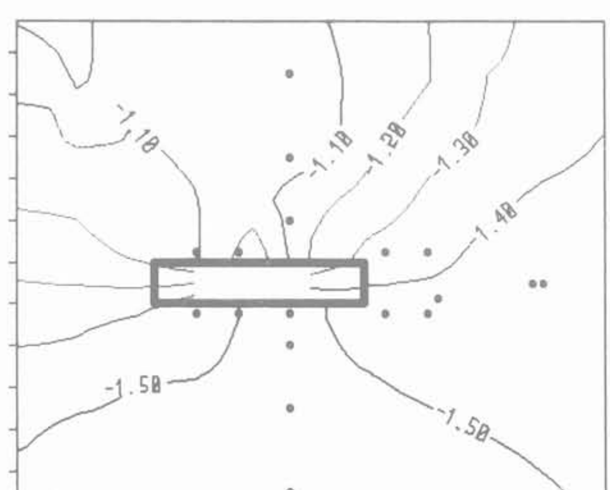


Fig. 2. — Niveaux de la nappe après mise en place de l'écran.
Fig. 2. — Water table after installation of sheet-pile.

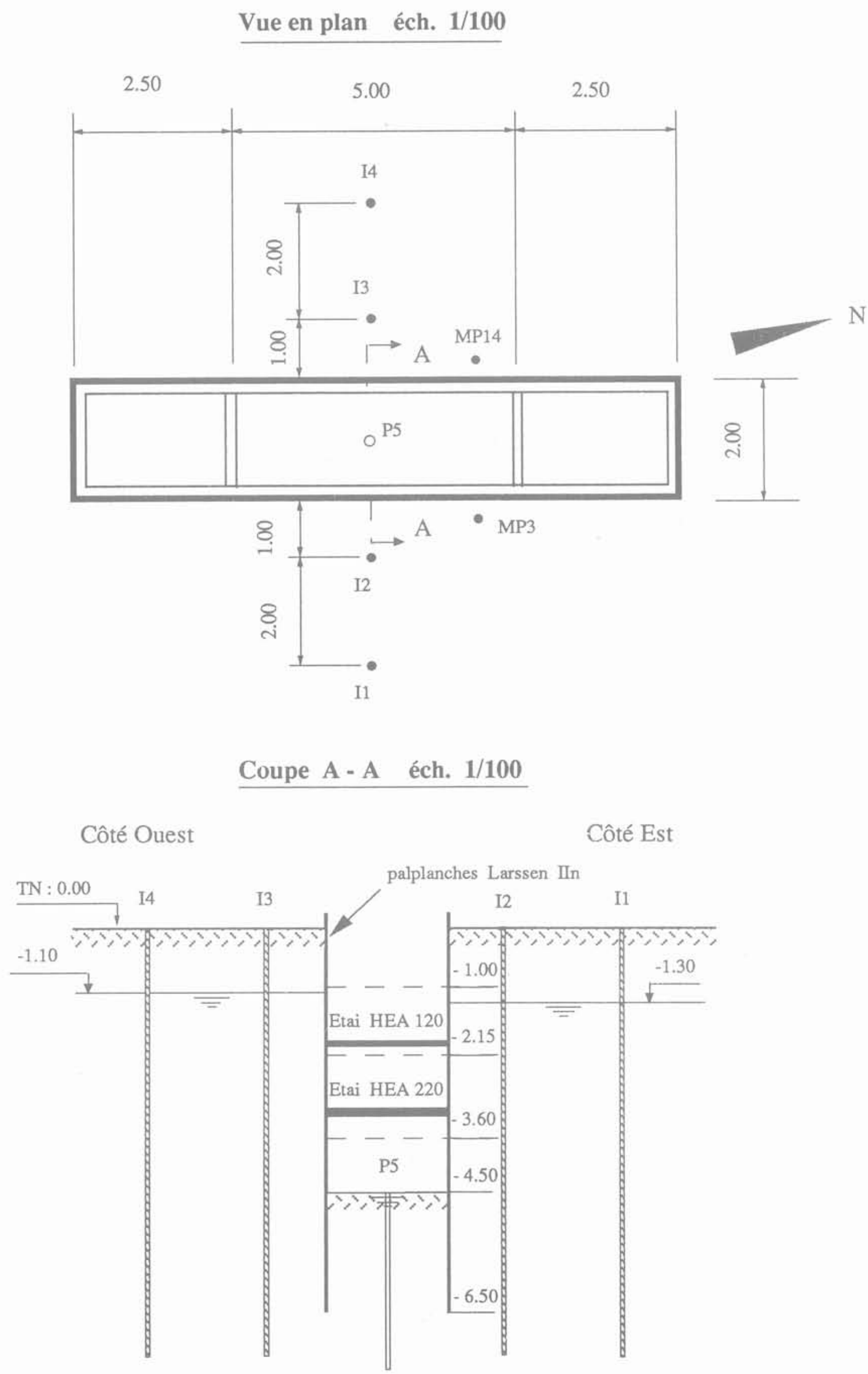


Fig. 1. — Vue en plan et coupe de la tranchée.
Fig. 1. — Plan view and cross section of the trench.

(élément de poutre). Le programme est doté d'une procédure générant un maillage d'éléments rectangulaires automatiquement divisés en triangles. Bien que n'ayant pas été développé spécifiquement pour le calcul des écrans de soutènement, ce programme permet de simuler la réalisation d'une excavation en autorisant, en cours de calcul, la modification des caractéristiques mécaniques attribuées aux éléments. Une description plus détaillée des possibilités du programme est donnée par DUDT et PELLET, 1989.

Pour la présente étude, les calculs ont été menés en déformations planes. La rhéologie des géomatériaux est modélisée par une loi élasto-plastique ; la phase élastique est linéaire et anisotrope (cas de l'orthotropie de révolution) et la rupture des éléments de surface obéit au critère de Mohr-Coulomb avec écrouissage négatif. L'interface entre le sol et l'écran a été traitée au moyen de petites barres horizontales, de rigidité très élevée et de résistance à la traction nulle.

3.1.2. Méthode des modules de réaction

Le logiciel DENEBOLA développé au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (J. BALAY et al., 1982) permet de modéliser un écran de soutènement dans un domaine uni-dimensionnel.

La méthode, basée sur le modèle de Winkler, consiste à résoudre l'équilibre d'une poutre discrétisée en éléments au droit desquels s'appliquent les actions et réactions offertes par le massif de sol. La loi de mobilisation de ces efforts qui est du type élasto-plastique est fonction de modules de réaction que l'on calcule à partir des paramètres pressiométriques. Les recommandations actuelles (J. BALAY, 1984) préconisent, pour les ouvrages courants, l'usage de la formule semi-empirique suivante :

$$K_h = E_M / [\alpha a/2 + 0,133.(9a)^{\alpha}]$$

où :

K_h : module de réaction ;
E_M : module pressiométrique moyen ;
α : paramètre rhéologique égal à 0,5 pour les limons ;
a : paramètre dimensionnel dépendant de la géométrie de l'ouvrage.

Le programme calcule la déformée de l'écran, les efforts qui le sollicitent et la répartition des pressions exercées dans le sol. Il est entre autre possible de prendre en compte les étapes d'excavation intermédiaires et la mise en place d'étais ou de tirants précontraints.

3.2. Modélisation de l'ouvrage

3.2.1. Eléments géométriques

Considérant une symétrie de géométrie par rapport à l'axe longitudinal de la tranchée nous avons limité le modèle à une demi-section. Les calculs ont été réalisés pour une tranche de largeur unitaire située côté est, sur l'axe transversal de l'ouvrage.

Pour le calcul par éléments finis, les dimensions du domaine étudié ont été fixées, après examen des déplacements mesurés, à 8 m de largeur et à 7,5 m de hauteur. Le massif de sol est divisé en 570 éléments de surface tandis que l'écran se compose de 26 éléments de poutre et que les étais sont représentés par 2 éléments de barre. Le maillage complet correspondant à la phase initiale (avant excavation) est représenté à la figure 3. Dans le calcul aux modules de réaction, l'écran de soutènement est représenté par une poutre divisée en 25 tronçons.

3.2.2. Simulation du régime hydraulique

La perte de charge observée côté massif entre 4 et 7 m de profondeur sur le micro-piézomètre MP3 s'élève à 0,4 m en phase terminale (figure 4a). Le piézomètre P5 (fig. 1), installé dans la fouille après l'exécution de la quatrième phase d'excavation, a indiqué une augmentation de la charge sensiblement équivalente. Dans l'hypothèse d'un écoulement vertical, cette valeur conduirait à un gradient hydraulique de 0,13 alors qu'en considérant, comme il est courant de le faire, un écoulement permanent à perte de charge uniforme, longeant l'écran de l'amont vers l'aval, on obtiendrait un gradient hydraulique maximum de 0,44, nettement supérieur à la valeur observée. La répartition des pressions hydrauliques au voisinage de l'écran est donc, de ce côté de la fouille, voisine d'une distribution hydrostatique. Cette observation expliquée par la superposition des écoulements vertical et horizontal (voir paragraphe 2.2.), a conduit à mener les calculs en déjaugeant le poids volumique du matériau et en appliquant sur l'écran une

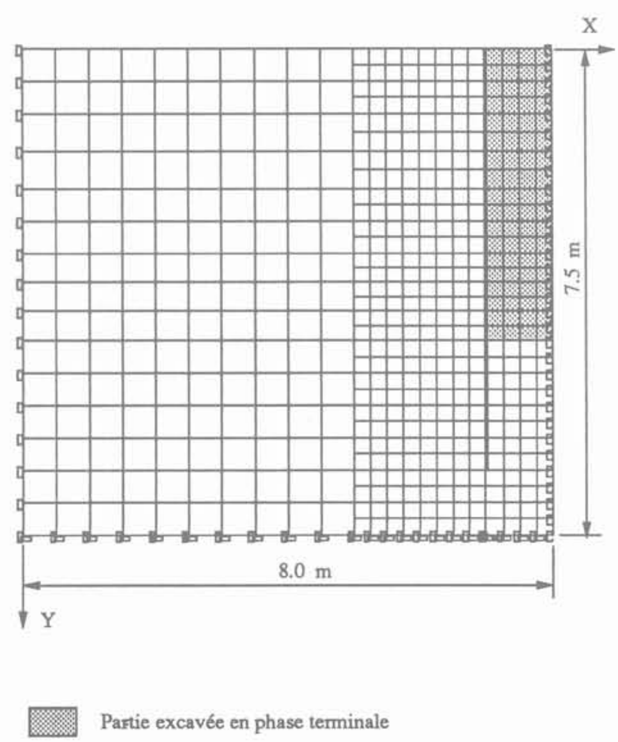


Fig. 3. Représentation du maillage.
Fig. 3. Mesh representation.

distribution hydrostatique, modifiée à chaque étape d'excavation en fonction du niveau du fond de fouille (fig. 4b).

3.2.3. Comportement des éléments de structure

La rigidité offerte par les liernes au centre de la travée a été calculée proportionnellement à celles des étais. Des cales de bois mises en place entre le rideau de palplanches et les liernes ont laissé apparaître une mobilisation progressive des efforts dans les étais, qui a été prise en compte en réduisant la raideur équivalente du système EA_{eq} pour les phases correspondant à la mise en place de chaque étai. Les caractéristiques élastiques ainsi calculées sont résumées au tableau 1.

3.2.4. Comportement d'interface

Pour les deux méthodes, les pressions exercées au contact de l'écran sont limitées à des valeurs strictement positives (pas de traction). Les effets tangentiels à l'interface sont négligés, ce qui revient à prendre en compte un angle de frottement sol-écran équivalent à zéro. Cette approximation conduit à une légère surestimation de la composante horizontale de la poussée des terres.

Tableau 1. — Caractéristiques des éléments de structure
Table 1. — Structural element characteristics

Eléments	E [MPa]	A [M2]	I [M4]	EI [kN.m2]	EAeq [kN]
Pal-planches	210 000	0,0156	14 900	31 200	3 280 000
Etai sup.	210 000	0,00253	6 100 000	Phase 3	750
				Phase 4	5 000
Etai inf.	210 000	0,00643	541 000	Phase 4	2 500

3.3. Détermination des caractéristiques géomécaniques

Les calculs ont été menés à long terme, après dissipation des surpressions interstitielles. Les contraintes initiales, régnant au sein du massif avant toute intervention, ont été choisies égales à la pression des terres au repos dont le coefficient est déterminé par la formule empirique de Jacky :

$$Ko = 1 - \sin \phi = 0,53 \text{ (pour } \phi' = 28°)$$

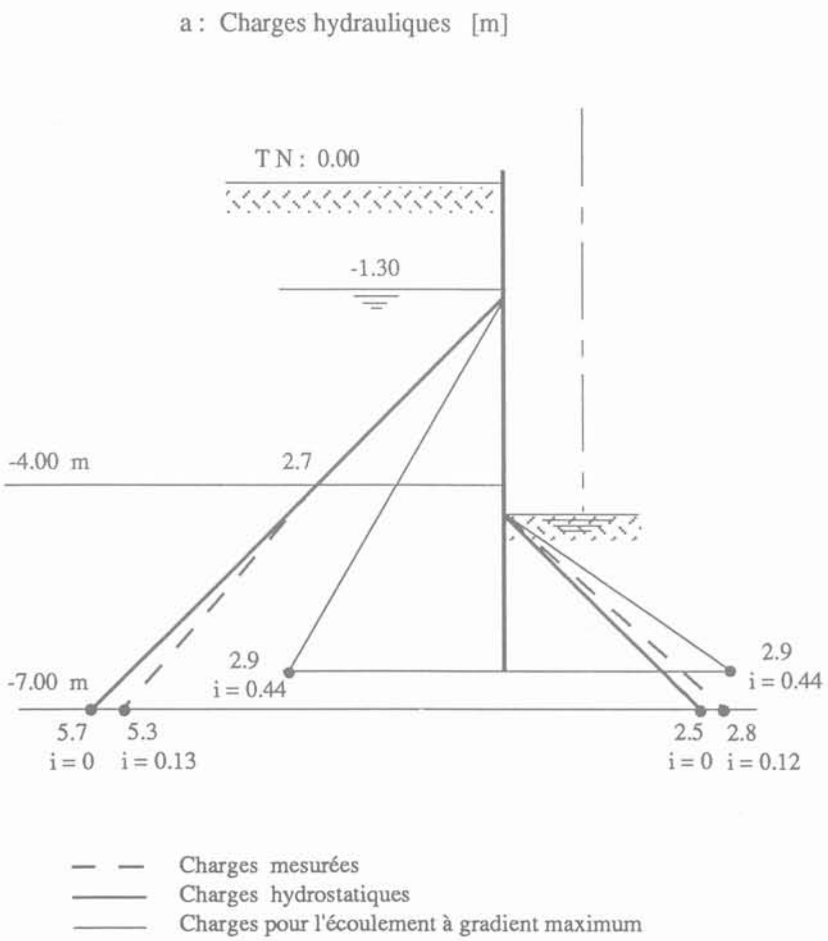


Fig. 4. — Distribution des pressions hydrauliques agissant sur l'écran.
Fig. 4. — Hydraulic pressures acting on the retaining wall.

3.3.1. Modules de déformation

L'essai pressiométrique réalisé avant la mise en place de l'écran (fig. 5) laisse apparaître une certaine dispersion des modules, sans pour autant permettre d'établir une loi de variation avec la profondeur. Les modules d'élasticité suivant la direction horizontale E_h introduits dans le calcul par éléments finis ont été estimés, sur la base de cet essai, en appliquant la corrélation proposée par le Centre d'Etude Ménard (1975) qui fixe à 3, pour ce type de sol, le rapport du module d'élasticité sur le module pressiométrique. Dans la direction verticale, les modules d'élasticité E_v mesurée à l'œdomètre sur des paliers de déchargement sont nettement supérieurs. Le rapport du module vertical sur le module horizontal est en moyenne de 4. Les modules adoptés à chaque niveau sont reportés au tableau 2. Par comparaison, le module mesuré à 50 % de la déformation de rupture sur un essai triaxial mené en compression avec une pression cellulaire de 50 kPa est de 2 960 kPa dans la direction horizontale et de 4 100 kPa dans la direction verticale.

Pour le calcul par la méthode des modules de réaction, les modules K_h agissant sur la partie amont (côté massif) ont été calculés sur la base des résultats de l'essai pressiométrique réalisé avant l'excavation. Un essai complémentaire, réalisé en fond de fouille après l'exécution de la quatrième phase, a montré que

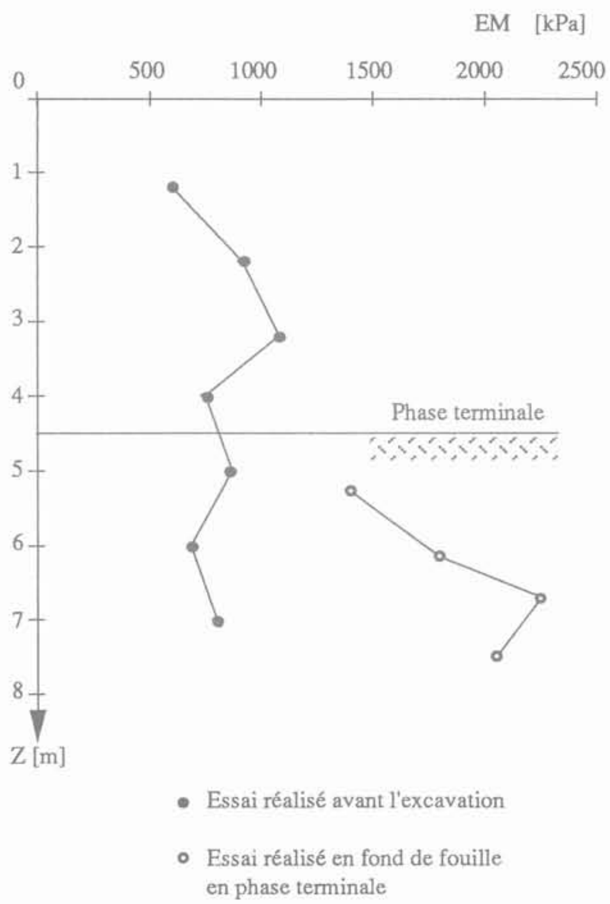


Fig. 5. — Modules pressiométriques.
Fig. 5. — Pressuremeter moduli.

Tableau 2. — Caractéristiques mécaniques du sol
Table 2. — Soil properties

Z [m]	Ev [kPa]	νv —	Eh [kPa]	νh —
0,00 - 0,50	2 000	0,09	500	0,36
0,50 - 1,00	6 000	0,09	1 500	0,36
1,00 - 1,60	2 000	0,09	8 000	0,36
1,60 - 2,65	2 800	0,09	11 200	0,36
2,65 - 3,60	3 300	0,09	13 200	0,36
3,60 - 4,50	2 300	0,09	9 200	0,36
4,50 - 5,50	2 700	0,09	10 800	0,36
5,50 - 6,50	2 100	0,09	8 400	0,36
6,50 - 7,50	2 500	0,09	10 000	0,36

les modules avaient augmenté dans un rapport moyen de 2,5, variant de 1,6 (à promixité du fond de fouille) à 2,8 (plus en profondeur) (fig. 5). Les modules de réaction agissant sur la partie aval (côté fouille) ont par conséquent été calculés en tenant compte de cette augmentation. Pour les deux premières phases, les déplacements de l'écran étant plus faibles ce rapport d'augmentation a été estimé à 2.

3.3.2. Résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement du sol est régie par les caractéristiques drainées c' et ϕ', déterminées à l'essai triaxial. La résistance de pic correspond à un angle de frottement interne ϕ' de 28° et une cohésion c' de 30 kPa qui s'annule en phase post-rupture.

4. COMPARAISON ET DISCUSSION DES RÉSULTATS

Les calculs ont été faits pour les quatre phases d'excavation et les deux étapes d'étayage. Les déplacements du massif de sol et de l'écran qui constituent les résultats bruts de calcul sont directement comparés aux valeurs mesurées sur le site. Les efforts dans les éléments de structure ne peuvent, faute de mesure, qu'être comparés entre eux.

4.1. Déplacements de l'écran et du massif de sol environnant

La confrontation des résultats du calcul par éléments finis aux déplacements horizontaux mesurés sur l'inclinomètre I2, situé à 1 m du bord de la fouille, montre une bonne concordance des valeurs pour les deux premières phases d'excavation (fig. 6). A partir de la troisième phase une divergence apparaît pour atteindre, lors de la phase 4, un écart maximum de 6 mm (36 %), localisé à environ 3,50 m de profondeur. Cette différence s'atténue sur le profil situé à 3 m du bord de la fouille, au droit de l'inclinomètre I1, où les déplacements calculés sont légèrement supérieurs aux valeurs mesurées (tableau 3). Les déplacements verticaux mesurés par nivellements topographiques, au

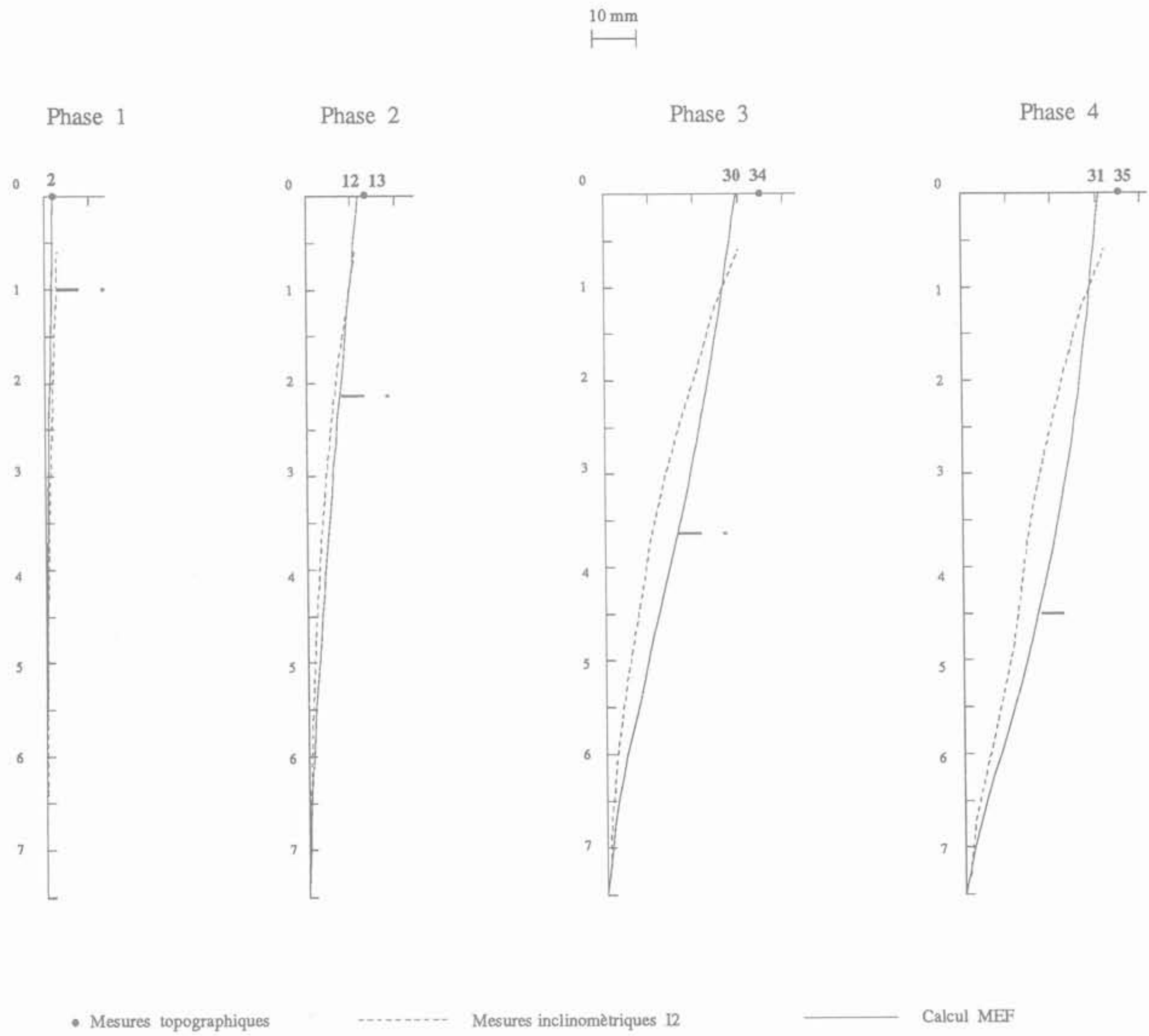


Fig. 6. — Déplacements dans le massif de sol 1 m derrière l'écran.
Fig. 6. — Soils displacements 1 meter behind the wall.

Tableau 3. — Déplacements en surface du massif de sol
Table 3. — Soils displacement at ground level

	Phase	Ux [mm]		Uy[mm]	
		Mesures Topo.	Calcul MEF	Mesures Topo.	Calcul MEF
Profil situé à 1 mètre de l'écran	1 2 3 4	2 13 34 35	2 12 30 31	1 5 14 15	0 2 6 7
Profil situé à 3 mètres de l'écran	1 2 3 4	1 4 10 12	1 6 14 15	0 2 3 3	0 0 2 2

droit de l'inclinomètre I2 sont quant à eux nettement supérieurs aux valeurs calculées. Un écart de 7 mm (57 %) est observé en phase 4.

Les déplacements mesurés en tête d'écran par levés topographiques sont comparés aux valeurs calculées par la méthode des modules de réaction et la méthode des éléments finis (fig. 7). L'écart maximum qui est de 23 %, est observé en phase 2 pour la méthode des modules de réaction. En phase 4, la méthode des modules de réaction laisse apparaître un retour de la tête de l'écran légèrement supérieur à celui observé in situ, et qui n'est pas mis en évidence par la méthode des éléments finis. En comparant sur la hauteur totale de l'écran les déplacements calculés par les deux méthodes, on constate que la méthode des modules de réaction laisse apparaître au pied de l'écran, des déplacements plus importants que ceux mis en évidence par la méthode des éléments finis (tableau 4).

4.2. Efforts dans les éléments de structure

Les distributions des moments fléchissants (fig. 8) sont comparables, bien que les valeurs calculées par la

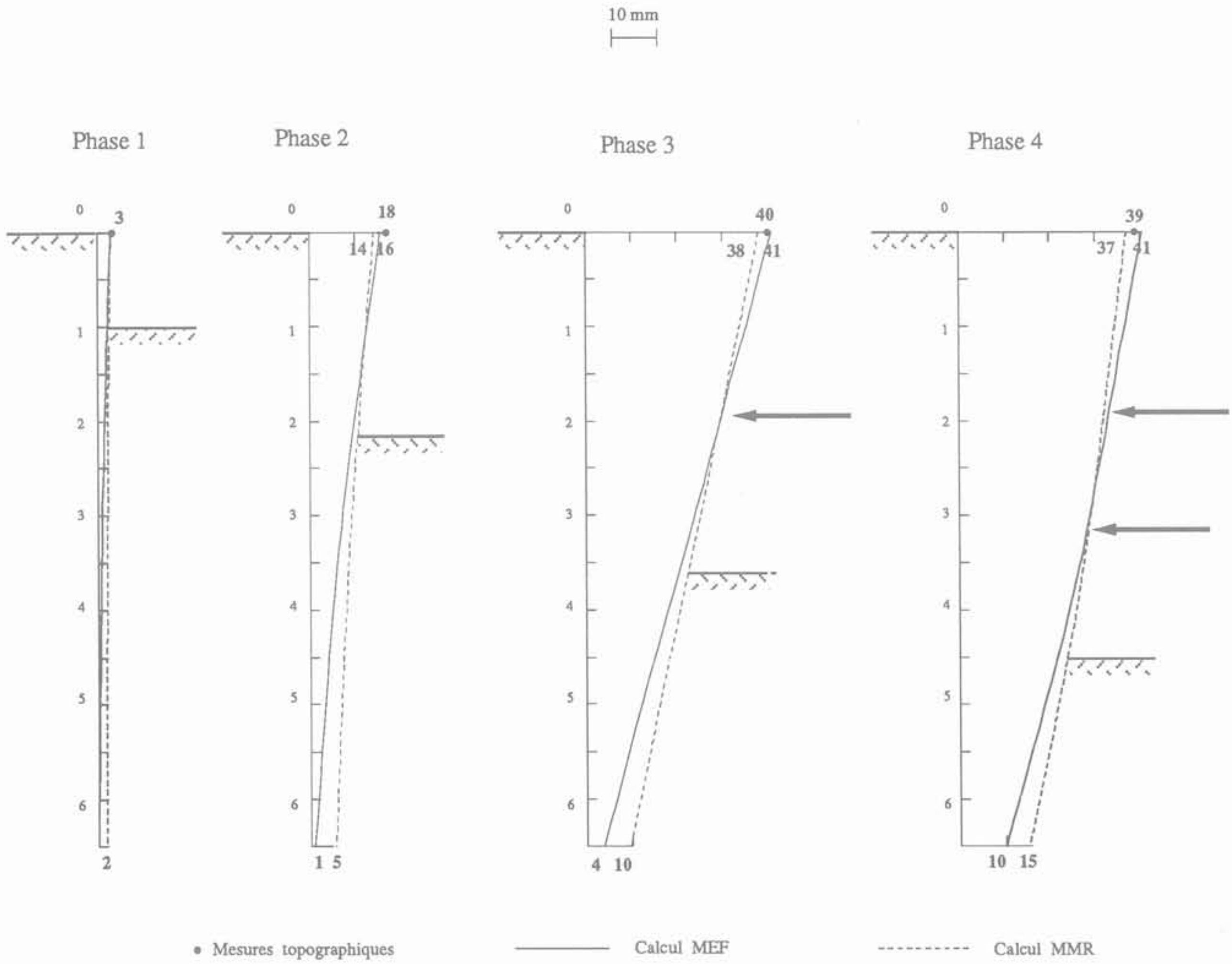


Fig. 7. — Déplacements de l'écran de soutènement.
Fig. 7. — Displacements of the retaining wall.

Tableau 4. — Efforts et déplacements de l'écran de soutènement
Table 4. — Forces in and displacements of the retaining structure

Phases	Paramètres calculés	Calcul MMR	Calcul MEF	Mesures Topo.
1	Ux tête écran [mm] Ux pied écran [mm] M max écran [kN.m/m]	3 2 – 2,0	3 0 – 3,5	3
2	Ux tête écran [mm] Ux pied écran [mm] M max écran kN.m/m]	14 5 – 9,0	17 1 – 11,5	18
3	Ux tête écran [mm] Ux pied écran [mm] E étai sup. [kN/m] M max écran [kN.m/m]	38 10 – 14,1 4,5	41 3 – 14,0 9,3	40
4	Ux tête écran [mm] Ux pied écran [mm] E étai sup. [kN/m] E étai inf. [kN/m] M max écran [kN.m/m]	37 15 – 25,3 – 10,3 25,9	41 9 – 29,9 – 12,8 31,8	39

méthode des éléments finis soient sensiblement supérieures à celles issues du calcul aux modules de réaction.

4.3. Distribution des contraintes et répartition des pressions au contact sol-écran.

Lors de chacune des phases, le massif de sol reste en équilibre loin de la rupture généralisée. Seules des zones localisées au pied de l'écran entrent en plasticité lors de la quatrième phase. Les pressions calculées par les deux méthodes au contact de l'écran (fig. 9) sont dans l'ensemble concordantes et semblent réalistes bien qu'elles ne puissent être comparées à des valeurs mesurées. Elles demeurent en tout point à l'intérieur du domaine défini par les deux états d'équilibre limite (poussée et butée). Les contraintes de poussée (côté massif) sont, conformément à la théorie de l'équilibre limite, inférieures aux pressions initiales. On remarque que les contraintes de butée calculées en fond de fouille sont, grâce à la relation établie entre déformations et contraintes, plus réalistes que celles qui auraient été obtenues à l'équilibre limite.

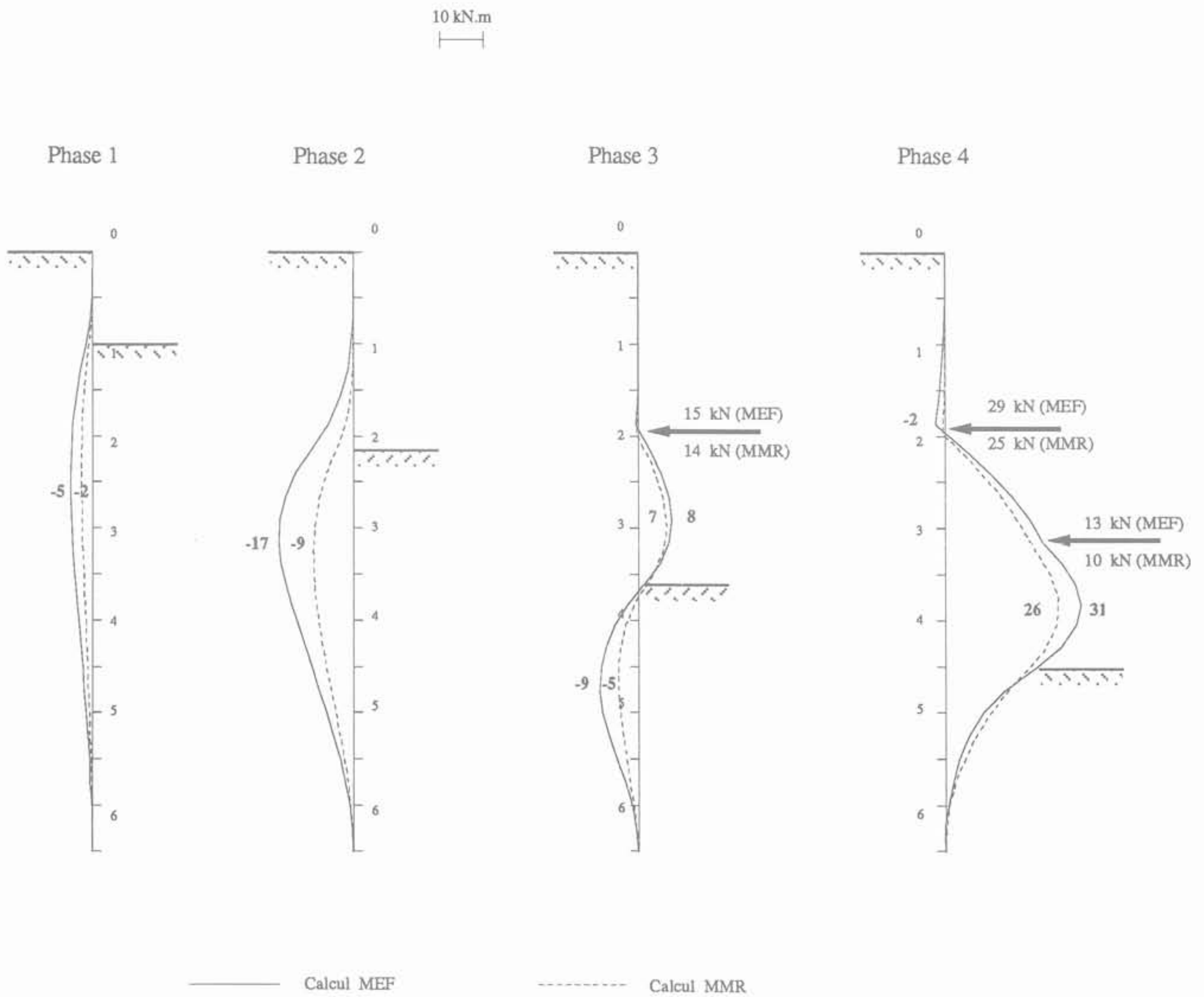


Fig. 8. — Distribution des moments fléchissants.
Fig. 8. — Bending moment distribution.

5. COMMENTAIRES ET SYNTHÈSE

La méthode des modules de réaction qui n'a pas de jusitifications théoriques, limite le domaine d'étude de l'ouvrage à l'écran ; le comportement du sol à l'échelle du massif n'intervient pas. L'intérêt majeur de cette méthode, outre sa souplesse de mise en œuvre, réside dans l'adoption de caractéristiques géomécaniques déduites d'essais in situ reproduisant la sollicitation de l'ouvrage sur des chemins de contraintes voisins de ceux effectivement suivis dans le sol. La qualité des résultats obtenus est cependant conditionnée par les formules permettant de passer du module pressiométrique au module de réaction. Ces formules, bien qu'étant de nature semi-empiriques, ont été établies et validées à la suite de nombreuses observations sur des ouvrages courants. SCHMITT, 1984 a cependant constaté que dans le cas des parois ancrées les modules de réaction expérimentaux sont nettement supérieurs aux valeurs calculées. De même, dans le cas particulier d'une tranchée de faible largeur étudié ici, l'emploi des formules usuelles nécessite quelques précautions.

En effet, un premier calcul mené en introduisant de part et d'autre de l'écran les modules pressiométriques mesurés sur le site avant la réalisation de l'ouvrage, a fourni des résultats peu représentatifs (déplacements de l'écran deux fois trop grands). L'essai pressiométrique complémentaire, réalisé en fond de fouille après l'achèvement de l'ouvrage, a permis d'observer dans cette zone une importante augmentation des modules qui a conduit à refaire les calculs présentés ici, en corrigeant leurs valeurs. Cette observation qui est indubitablement liée à l'étroitesse de la fouille et à l'effet de confinement qui s'y développe met en évidence l'effet d'échelle qui affecte toute mesure réalisée in situ. A l'heure actuelle, trop peu d'expérimentations ont été réalisées pour pouvoir prendre en compte la largeur de la fouille dans le calcul des modules de réaction. Il en résulte que dans la perspective d'un

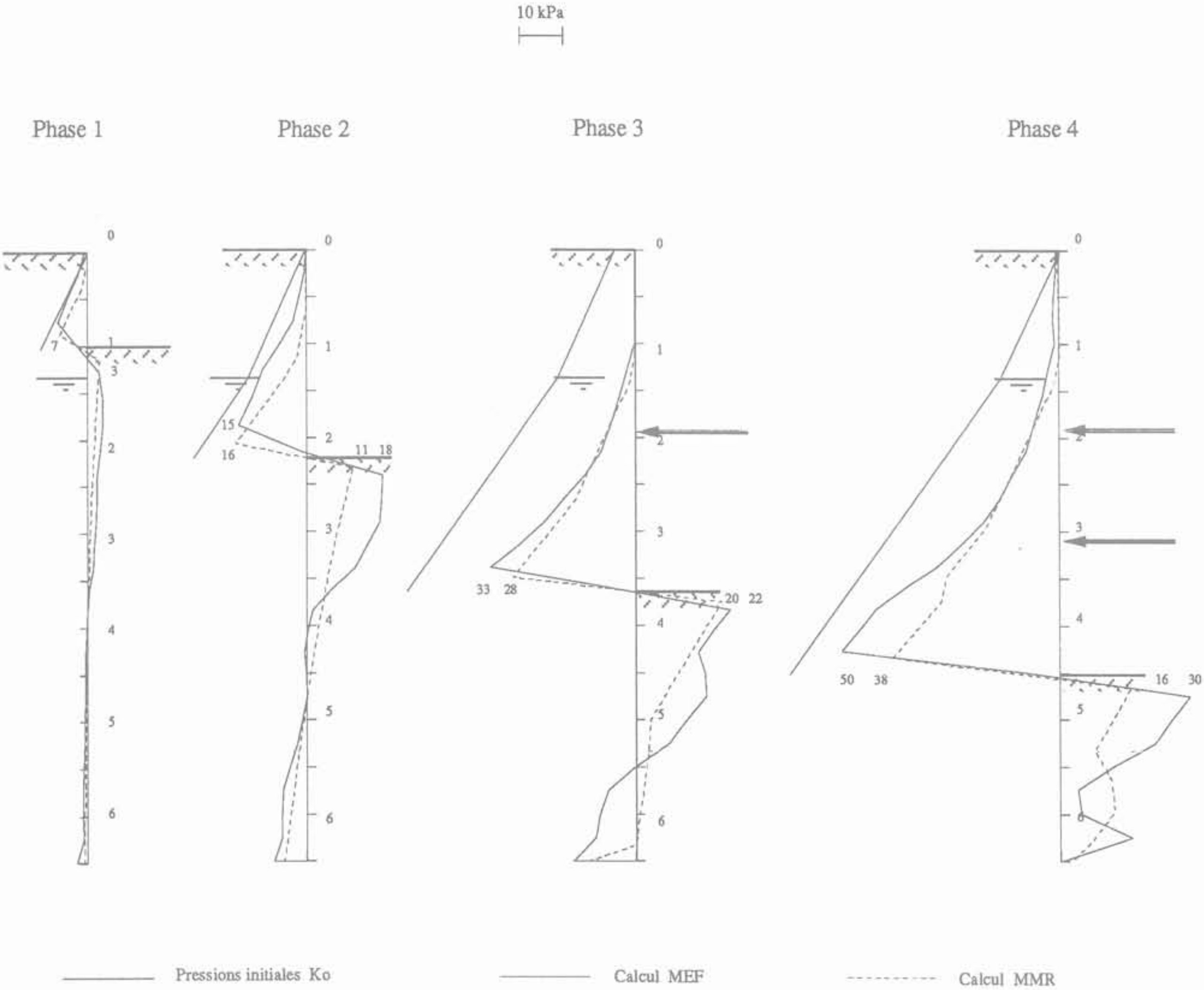


Fig. 9. — Répartition des pressions au contact sol-écran.
Fig. 9. — Soil pressure on the retaining wall.

calcul a priori la correction des modules est laissée à l'appréciation de l'ingénieur.

La méthode des éléments finis, plus satisfaisante du point de vue de son formalisme mathématique mais aussi plus lourde à mettre en œuvre, offre l'avantage de fournir des indications sur les déplacements dans le massif de sol environnant. Dans le calcul présenté ici, les modules d'élasticité introduits ont permis de décrire avec satisfaction le comportement de l'écran. Par contre, en arrière dans le massif de sol, des écarts de déplacements importants ont été observés, localisés notamment en surface. Pour expliquer cette discordance, il convient de rappeler que la loi utilisée bien qu'étant anisotrope est du type linéaire-réversible. De ce fait, le comportement est décrit de façon identique en chargement et en déchargement ou plus généralement, sans tenir compte des multiples chemins de contraintes suivis localement. Cette simplification du schéma de comportement du sol peut être amélioré en traitant les non linéarités au moyen de lois plus sophistiquées telles que les lois hyperboliques (TSUI et CHENG, 1989) mais les paramètres géomécaniques requis pour l'utilisation de telles lois restent difficilement déterminables dans la pratique. Ajoutons à cela que l'abstraction faite du caractère tridimensionnel de l'ouvrage constitue également une cause de variation entre déplacements calculés et mesurés.

Par ailleurs la non prise en compte des forces d'écoulement dans le calcul de l'ouvrage pourrait constituer une simplification grossière. Pour la présente étude, la nappe étant dans un état quasi-statique, ce facteur ne peut être considéré comme cause principale d'inexactitude, mais pour des conditions hydrauliques plus complexes, DYSLI et FONTANA, 1985, 1989, ont montré qu'en couplant les équations d'équilibre aux équations d'écoulement du fluide interstitiel à l'aide de la relation de Skempton, on améliorait notablement la prévision des tassements en surface.

La bonne concordance des déplacements mesurés en tête de l'écran avec ceux calculés par la méthode des éléments finis est en partie due au traitement du comportement à l'interface du sol et de l'écran, assurant l'absence de contrainte de traction entre le sol et l'écran. La méthode du critère orienté qui peut aussi être mise en œuvre par le programme EFEMER, permet d'imposer des conditions de frottement limite plus réalistes. Elle reste cependant confrontée à des problèmes de convergence numérique liés aux faibles contraintes moyennes exercées sur l'écran.

6. CONCLUSION

La méthode des éléments finis est sans conteste appelée à prendre le pas sur les autres méthodes de calcul mais, il n'en demeure pas moins qu'en l'état actuel des connaissances, aucun code de calcul n'est capable de traiter l'ensemble des mécanismes mis en jeu dans les ouvrages de soutènement.

La présente étude montre cependant qu'en dépit d'une modélisation imparfaite (lois linéaires, conditions hydrauliques simples, interface lisse), le calcul a fourni des résultats représentatifs. Les paramètres géomécaniques pris en compte ont été déterminés par des essais de pratique courante en géotechnique, ce qui constitue un préalable à l'utilisation de la méthode dans les projets concrets.

REMERCIEMENTS

Cette étude a été financée par le Fonds National Suisse de la Recherche Scientifique.

BIBLIOGRAPHIE

BALAY J. (1987), *Utilisation de la méthode des éléments finis pour le calcul des écrans de soutènement.* Journées d'étude sur l'utilisation de la méthode des éléments finis dans les projets de géotechnique, Paris.

BALAY J., CORTE J.-F. (1985), *Evolution des méthodes de calcul des écrans de soutènement ancrés.* Annales des Ponts et Chaussées, n° 34, pp. 2-24.

BALAY J. (1984), *Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode des modules de réaction.* Note d'Information Technique, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

BALAY J., FRANK R., HARFOUCHE L. (1982), *Programme DENEBOLA pour le calcul des soutènements par la méthode des modules de réaction.* Bull. liaison LCPC, n° 120.

Centre d'Etudes MENARD (1975), *Règles d'utilisation des techniques pressiométriques et d'exploitation des résultats obtenus pour le calcul des fondations.* Publication D/60/75.

DUDT J.-P. (1986), *EFEMER. Méthode des éléments finis en élasto-plasticité, Manuel de l'utilisateur.* ISRF/EPFL.

DUDT J.-P., PELLET F. (1989), *EFEMER. Un programme de calcul par éléments finis en élasto-plasticité, présentation générale.* ISRF/EPFL.

DYSLI M., FONTANA A. (1989), *Déformations autour des excavations en terrain compressibles.* Bull. Soc. Ingénieurs et Architectes suisses, n° 12, pp. 179-185.

DYSLI M. (1985), *Usage pratique de modèles couplés.* Proc. 11 th ICSMFE, San Francisco, vol. 2, pp. 747-750.

SCHMITT P. (1984), *Etude expérimentale de la sollicitation exercée par le sol sur les ouvrages de soutènements souples.* Revue Française de Géotechnique, n° 28, pp. 27-40.

TSUI Y., CHENG Y.M. (1989), *A fundamental study of braced excavation construction.* Computer and Geotechnics, vol. 8, pp. 39-64.

ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSÉES
FORMATION CONTINUE

Sessions de formation
Géotechnique, matériaux, structures
Routes, ouvrages d'art

Gestion d'un parc d'ouvrage	14 au 16 mai	Paris
Entretien, réparation et renforcement des ouvrages en béton	22 au 24 mai	Paris
Pathologie, réparation des ouvrages d'art métalliques	28 au 30 mai	Paris
La maîtrise de la qualité en granulats	28 au 30 mai	Paris
Revêtements minces et très minces	4 au 6 juin	Paris
Excavations en site urbain	4 au 7 juin	Paris
TVG nord : spécificités techniques en matière de génie civil	11 au 13 juin	Paris
L'application de la nouvelle méthode de calcul	18 au 19 juin	Paris
Les chaussées en béton de ciment	18 au 20 juin	Châlons-sur-Marne
Constructions parasismiques : recommandations de l'Association Française de Génie Parasismique	18 au 20 juin	Grenoble
Journées d'étude : Réhabilitation et restauration des ouvrages et des structures	18 et 19 juin	Paris

Pour toute information, s'adresser à l'E.N.P.C./D.F.C.A.I.,
28, rue des Saints-Pères, 75007 PARIS.
Tél.: 16 (1) 42.60.34.13 (Christine Rose).

Essais sur modèle de rideaux de soutènement ; confrontation à diverses méthodes de calcul

Experiments on retaining wall models ; confrontation with different calculation methods

F. MASROURI
Maître de conférences, Laboratoire de Géomécanique, ENSG Nancy*
R. KASTNER
Professeur, Laboratoire de Géotechnique, INSA de Lyon**

Rev. Franç. Géotech. n° 55, pp. 17-33 (avril 1991)

Résumé

On présente des essais sur modèle bidimensionnel de rideaux de soutènement en considérant l'influence des conditions de butonnage ou d'ancrage (nombre, raideur, précontrainte). Le comportement de ces rideaux est analysé et comparé aux résultats des méthodes de calcul traditionnelles en plasticité ainsi qu'à ceux obtenus par le calcul suivant l'hypothèse du module de réaction.

Abstract

We present experiments on a bidimensionnal model of flexible retaining walls and analyse the influence of anchors or struts (number, rigidity, prestressing). The behaviour of these walls is analysed and compared to the results obtained through conventional plasticity calculation methods and also to those obtained from the reaction module hypothesis.

* Rue du Doyen Marcel-Roubault, B.P. 40, 54501 Vandœuvre-lès-Nancy.
** 20, av. Albert-Einstein, 69621 Villeurbanne Cedex.

1. PRÉSENTATION

La multiplication des travaux d'aménagement en site urbain a entraîné, au cours des deux dernières décennies, un fort développement des travaux de soutènement utilisant la technique de la paroi moulée ou divers procédés dérivés. Dans un contexte urbanisé, afin de préserver le bâti existant, on impose généralement une limitation stricte au déplacement de ces ouvrages par mise en œuvre de niveaux multiples de butons ou d'ancrages souvent précontraints.

Les méthodes de calcul traditionnelles en plasticité développées pour des ouvrages très flexibles où d'importantes déformations étaient tolérées ne sont plus adaptées à ces ouvrages au déplacement limité. Dans ces conditions, de nouvelles méthodes de calcul ont été élaborées visant à prendre en compte, parfois empiriquement, la relation pression des terres-déplacement. Ainsi, ROWE (1952) a proposé de corriger la méthode du rideau ancré simplement buté en considérant les influences respectives de la flexibilité du rideau et de la raideur du sol.

A la fin des années 60, le développement des moyens de calcul informatique a permis à plusieurs auteurs, en particulier HALLIBURTON et al. (1968), BOUDIER et al. (1970), FAGES et al. (1971) de proposer des logiciels de calcul des rideaux flexibles reposant sur l'hypothèse de WINKLER (1867) adaptée au cas particulier des soutènements. Par la suite, on a également utilisé les logiciels généraux utilisant la méthode de éléments finis (MONNET et al., 1985) voire développé des logiciels MEF spécifiques aux soutènements flexibles (BALAY et al., 1985).

Actuellement les logiciels de calcul des soutènements flexibles reposant sur l'hypothèse de WINKLER sont très largement utilisés en France sans que soient toujours bien cernées leurs limites liées à l'hypothèse très simplificatrice du module de réaction. Des éléments de réponse ont pu être apportés par diverses expérimentations en vraie grandeur (GIGAN, 1979 ; KASTNER, 1982).

Toutefois de telles expérimentations constituent des tests de validation insuffisants dans la mesure où de trop nombreux paramètres y sont mal cernés. De même, les résultats expérimentaux sur modèles réduits existants, notamment ceux de ROWE (1952-55) ne sont pas représentatifs des ouvrages actuellement utilisés en site urbain.

C'est dans ce contexte que nous avons réalisé une campagne d'essais sur modèle de soutènement flexible maintenu par des butons ou ancrages de raideur et précontrainte variables (MASROURI, 1986) dont les résultats servent de base au test de la méthode de calcul basé sur l'hypothèse du module de réaction, afin d'en mettre en évidence les limites.

2. LE MODÈLE

Afin de permettre une répétition aisée des essais, cette campagne expérimentale a été réalisée sur un modèle utilisant le matériau analogique bidimensionnel de SCHNEEBELI (fig. 1). Plus facile à mettre en œuvre que les modèles en sable, il supprime les effets de bord dus aux parois vitrées et permet l'accès au champ de déplacement par la technique stéréophotogrammétrique (BACOT et al., 1984).

2.1. Le matériau analogique

Décrit notamment par SCHNEEBELI (1957) ce matériau pulvérulent bidimensionnel est obtenu par l'empilement de petits rouleaux. Dans le modèle utilisé, les rouleaux de 60 mm de long et de 3,4 et 5 mm de diamètre sont en acier inox. Les propriétés mécaniques à la rupture de ce « sol » bidimensionnel mesurées lors d'essais biaxiaux (analogues aux essais triaxiaux de révolution) sont les suivants :

angle de frottement interne : $\phi = 21°$
cohésion : $c = 0$

La densité élevée de ce matériau ($\gamma_d/\gamma_w = 6{,}5$) est facilement reproductible.

2.2. Le rideau flexible

Il est constitué d'une plaque de Dural de 800 mm de hauteur et 12 mm d'épaisseur, équipée de 30 jauges de déformation permettant de déterminer avec précision la courbure du rideau sur 20 niveaux. La flexibilité de cette paroi suivant la définition de ROWE

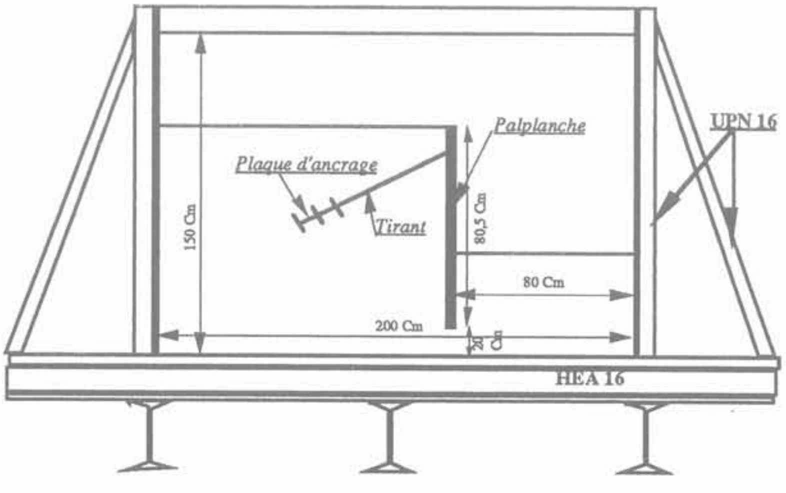


Fig. 1. — Schéma du modèle.
Fig. 1. — Diagram of model.

(1972) la situe dans le domaine des rideaux peu flexibles tels que ceux utilisés pour les soutènements en site urbanisé (fig. 2).

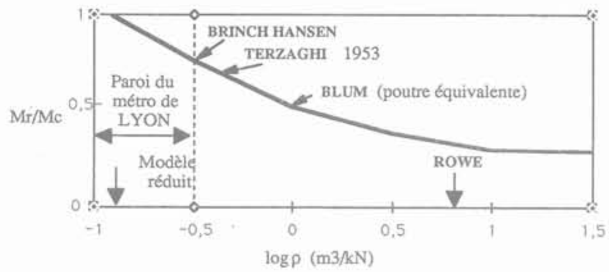


Fig. 2. — Situation du modèle dans l'échelle de flexibilité de ROWE (1972).
Fig. 2. — Position of the model in the ROWE flexibility scale (1972).

2.3. Butons-Ancrages

Lors de l'excavation, le soutènement est maintenu par un ou deux niveaux de butons (photos 1 et 2) ou d'ancrages dont on a fait varier la raideur et la précontrainte. Pour simuler un bulbe d'ancrage injecté, un corps d'ancrage constitué de profils en H est noyé dans le massif et relié à la tête du rideau par deux tirants situés de part et d'autre du modèle.

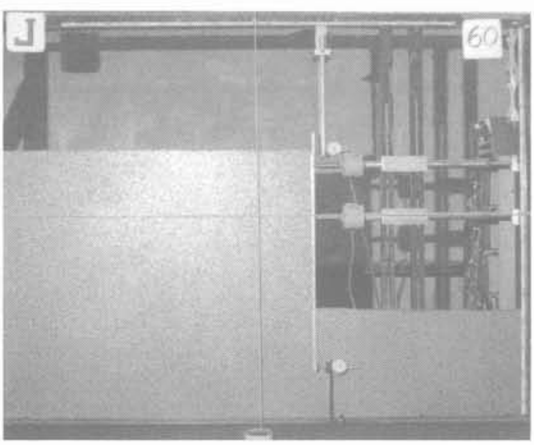


Photo 1 — Ecran avec 2 butons.
Photo 1 — Sheet pile with 2 struts.

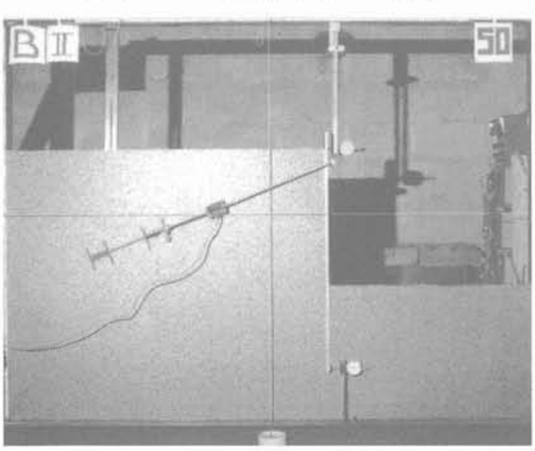


Photo 2 — Ecran avec 1 ancrage.
Photo 2 — Anchored sheet pile.

3. EXPLOITATION DES MESURES

3.1. Mesures effectuées

A chaque étape d'excavation, on effectue l'ensemble de mesures suivantes :

— déplacement en tête et en pied du rideau mesuré à l'aide de comparateurs au $1/100^e$ mm ;

— effort dans les ancrages ou les butons par l'intermédiaire de capteurs dynamométriques à jauges ;

— mesure de la courbure à partir des 30 jauges extensométriques collées sur l'intrado et l'extrado du rideau ;

— prise de clichés à l'aide d'un appareil Hasselblad 6*6 cm pour exploitation éventuelle par stéréophotogrammétrie.

3.2. Détermination des diagrammes de déformée, moment fléchissant et pression différentielle

Ces trois diagrammes peuvent être déduits des mesures de courbure, directement pour le moment fléchissant, après double intégration et double dérivation pour la déformée et la pression différentielle. Toutefois, si l'intégration numérique est peu sensible aux incertitudes expérimentales attachées au diagramme d'origine, il n'en est pas de même pour la dérivation qui a tendance à amplifier les erreurs. Aussi un logiciel spécifique (BOISSIER et al., 1978) a-t-il été développé pour ces opérations : les résultats expérimentaux sont lissés par la méthode de moindres carrés à l'aide de polynômes permettant la prise en compte des points singuliers des divers diagrammes (niveau de butonnage, fond de fouille). Les opérations de double intégration et double dérivation sont ensuite effectuées à partir de ce diagramme lissé. Des tests réalisés sur divers exemples théoriques ont confirmé la pertinence de cette démarche.

3.3. Mesure du champ de déplacement par photogrammétrie

A chaque phase de l'expérimentation (excavation, pose de buton...), un cliché du modèle est réalisé. L'examen simultané de deux clichés au stéréorestituteur fait apparaître un relief apparent proportionnel en chaque point au déplacement entre les deux phases analysées, On peut ainsi reconstituer le champ de déplacement du sol sur l'ensemble du modèle. En pratique, seuls quelques essais ont été ainsi analysés en raison du coût de l'opération.

3.4. Reproductibilité des essais

Elle a été testée par comparaison de deux essais identiques effectués par deux expérimentateurs différents. La figure 3 présente à titre d'exemple les résultats obtenus pour 50 cm d'excavation. On note l'excellente reproductibilité, tant pour le moment fléchissant déduit directement des mesures de courbure, que pour la pression différentielle obtenue après lissage et double dérivation.

De même les différences d'effort dans les butons restent inférieures au pourcent si l'on excepte la phase de mise en place et diminuent avec la progression de l'excavation.

4. RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

4.1. Programme d'essai

Le programme d'essai a été conçu afin que ses résultats constituent une base complète pour les tests de validation des méthodes de calcul. Dans cette optique les configurations étudiées ont été choisies afin que le sol soit sollicité de manière suffisamment variée pour que les limites des méthodes de calcul puissent être mises en évidence. Ainsi une quarantaine d'expérimentations ont été réalisées sur le même rideau, en faisant varier les conditions d'étaiement :

— rideau non ancré ;

— rideau butonné avec :

• 1 ou 2 butons passifs de diverses raideurs ;

• 1 ou 2 butons précontraints de diverses raideurs ;

• rideau ancré avec ancrage de diverses longueurs et inclinaisons, précontraint ou non.

Les tableaux présentant les caractéristiques de ces essais sont donnés en annexe.

On a ainsi testé des comportements variés allant de la rotation du rideau par rapport à sa base à la rotation par rapport au sommet, en passant par les ruptures par insuffisance d'ancrage et les rideaux maintenus par deux niveaux de butons précontraints.

4.2. Rideau non ancré

La figure 4 présente l'évolution des déformées et du déplacement en tête avec la progression de l'excavation. On note que les déplacements en tête restent faibles jusqu'à 29 cm d'excavation (ce qui correspond au maintien de l'encastrement en pied) pour s'accélérer ensuite avec un seuil de rupture pour f = 31,5 cm.

Le calcul suivant le schéma classique du rideau encastré non ancré (avec $\delta/\phi = -2/3$ en butée) conduit à une excavation à la rupture de 37,5 cm et une fouille de 27 cm pour l'ouvrage en « service » calculé avec un coefficient de sécurité de 2 sur la butée. Ce schéma de calcul qui admet un passage brutal de la poussée à la contre-butée à l'arrière du rideau s'avère ainsi trop optimiste.

Le schéma simplifié où la contre-butée est remplacée par une force concentrée au point de « rotation » du rideau reste lui aussi trop optimiste (h rupture = 36 cm).

4.3. Rideau maintenu par un niveau de butons

Après une première excavation de 10 cm, le buton est placé à 4 cm du sommet, puis précontraint. L'excavation est ensuite poursuivie par pas de 10 puis 5 cm jusqu'à la rupture. Une douzaine d'essais ont été réalisés en faisant varier la raideur et la précontrainte du buton.

4.3.1. Rideau avec 1 buton très déformable non précontraint (fig. 5)

Avant de commenter les résultats généraux de ces essais, trois exemples significatifs sont présentés. Suivant la théorie du rideau ancré simplement buté (avec $\delta/\phi = -1$), la rupture survient pour une excavation h de 55,5 cm alors qu'elle serait de 44,6 cm pour l'ouvrage en service (avec un coefficient de sécurité de 2 sur la butée).

Notons tout d'abord que sur l'ensemble des diagrammes de pression différentielle nous avons reporté un diagramme théorique de référence résultant d'une poussée triangulaire ($\delta/\phi = 1$) au dessus du fond de fouille et d'une butée triangulaire sous le fond de fouille (hypothèses $\delta/\phi = 0$ et -1). A ce diagramme est rajoutée une droite de butée théorique en tête permettant de situer l'influence de l'effet de voûte ou de la précontrainte des butons.

Dès 30 cm d'excavation la faible raideur du buton autorisant des déplacements non négligeables en tête conduit à un diagramme de poussée sensiblement égal au diagramme théorique (pour $\delta/\phi = 2/3$). Le

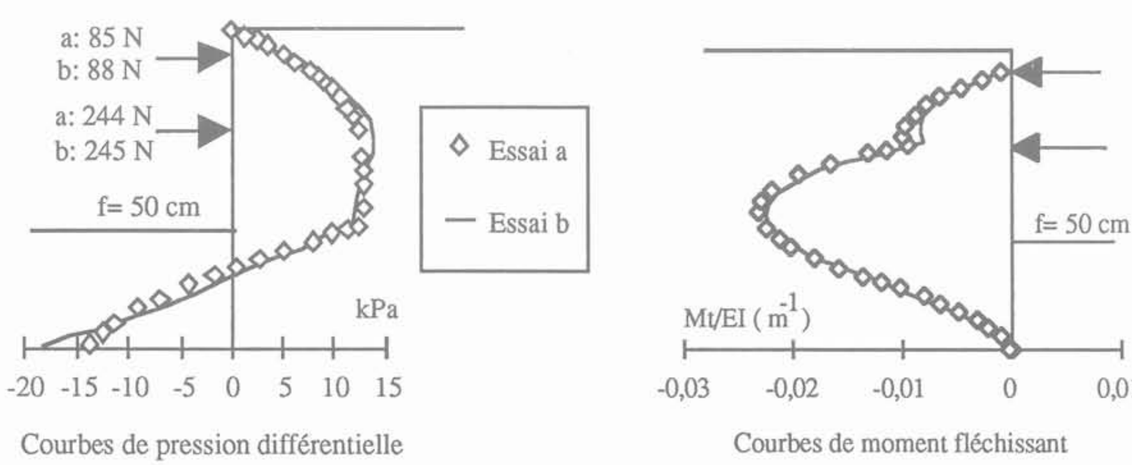


Fig. 3. — Reproductibilité des essais.
Fig. 3. — Reproductibility of experiments.

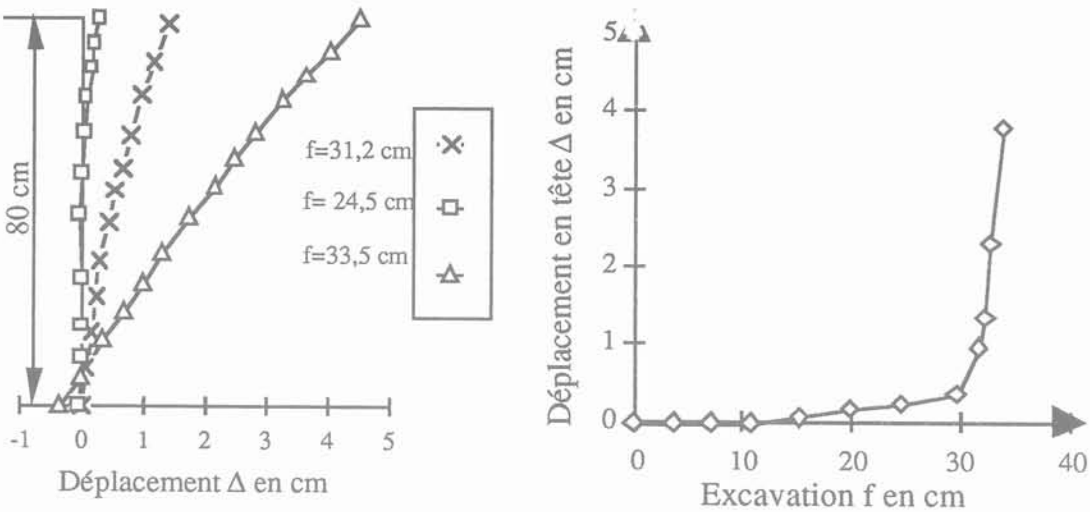


Fig. 4. — Evolution de la déformée et du déplacement en tête du rideau en fonction de l'excavation.
Fig. 4. — Evolution of deflection and displacement of the top of the sheet pile relative to excavcation.

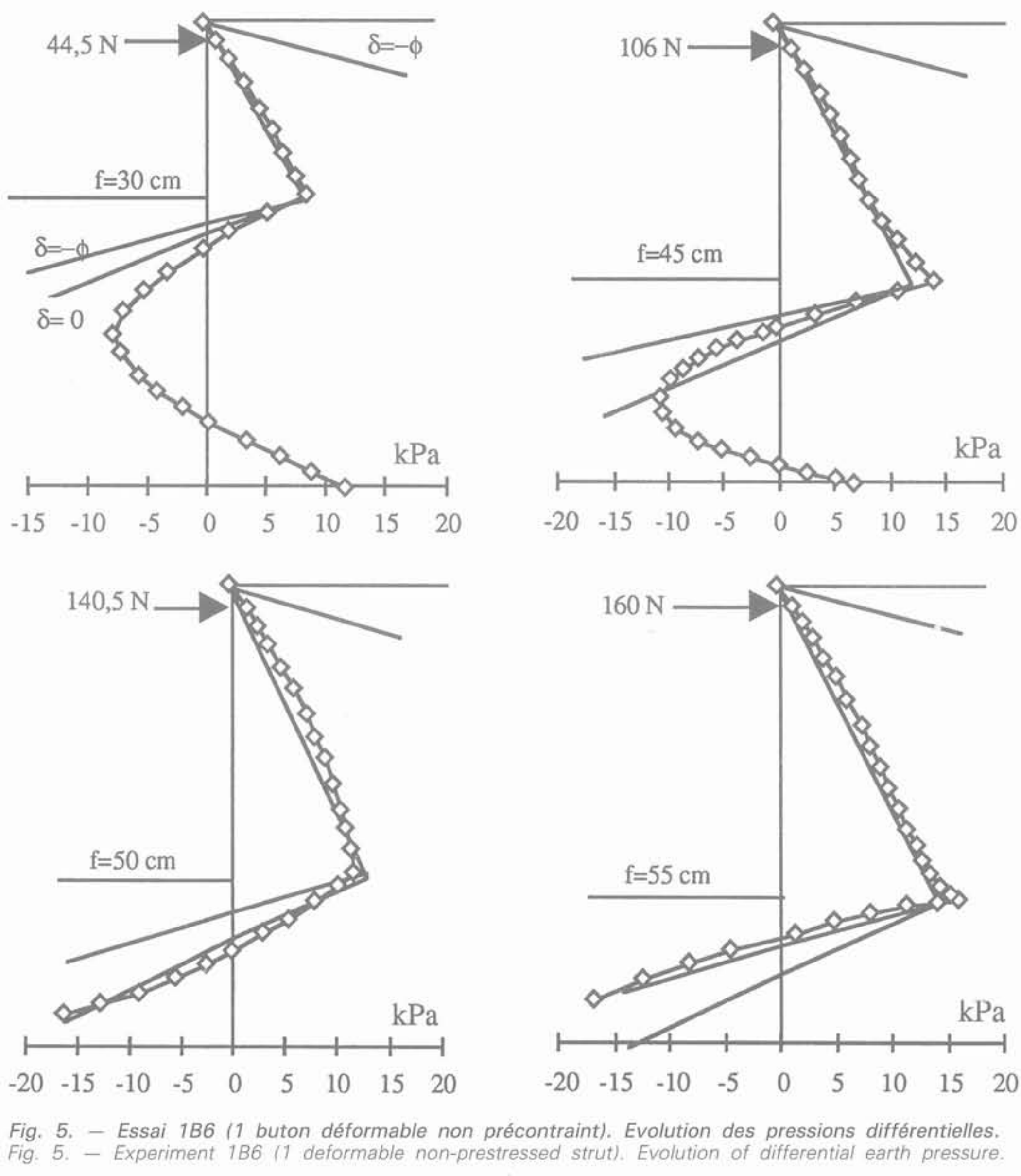


Fig. 5. — Essai 1B6 (1 buton déformable non précontraint). Evolution des pressions différentielles.
Fig. 5. — Experiment 1B6 (1 deformable non-prestressed strut). Evolution of differential earth pressure.

déplacement relatif en tête Δ/h est alors de $3/1\ 000^e$. Pour le rideau en service (h = 45 cm), on note un comportement du type ancré encastré avec de la contre-butée au pied du rideau. Ensuite, on évolue vers un schéma de type ancré simplement buté avec un diagramme de pression passive de RANKINE pour h = 50 cm ($\delta/\phi = 0$), puis une mobilisation complète de la butée au voisinage de la rupture (h = 55 cm ; $-1 < \delta/\phi < -2/3$). Ces résultats sont semblables à ceux décrits par ROWE (1955).

4.3.2. Rideau avec 1 buton rigide non précontraint (fig. 6)

La différence essentielle par rapport à l'exemple précédent est la présence d'une concentration de pression importante au droit du butonnage, concentration qui subsiste avec la progression de l'excavation et que l'on peut rattacher à ce que l'on appelle généralement « l'effet de voûte ».

Il s'agit en effet d'une modification du diagramme de pression liée à la déformation différentielle du rideau. Le « ventre » du rideau provoque cette redistribution de contrainte avec augmentation au niveau du buton où le déplacement est pourtant quasi-nul. Il convient de remarquer que cet effet persiste pour une raideur de buton intermédiaire alors que le rideau s'écarte du massif, le déplacement relatif en tête Δ/h atteignant $4/1\ 000^e$.

D'après ROWE (1955) cet effet disparaît dès que $\Delta/h = 1/1\ 000$; toutefois son mode opératoire est plus artificiel : le buton très rigide était relâché après excavation jusqu'à disparition de l'effet de voûte. Dans nos essais, la déformation du rideau et le déplacement en tête sont simultanés, ce dernier étant lié au raccourcissement élastique de buton sous la charge.

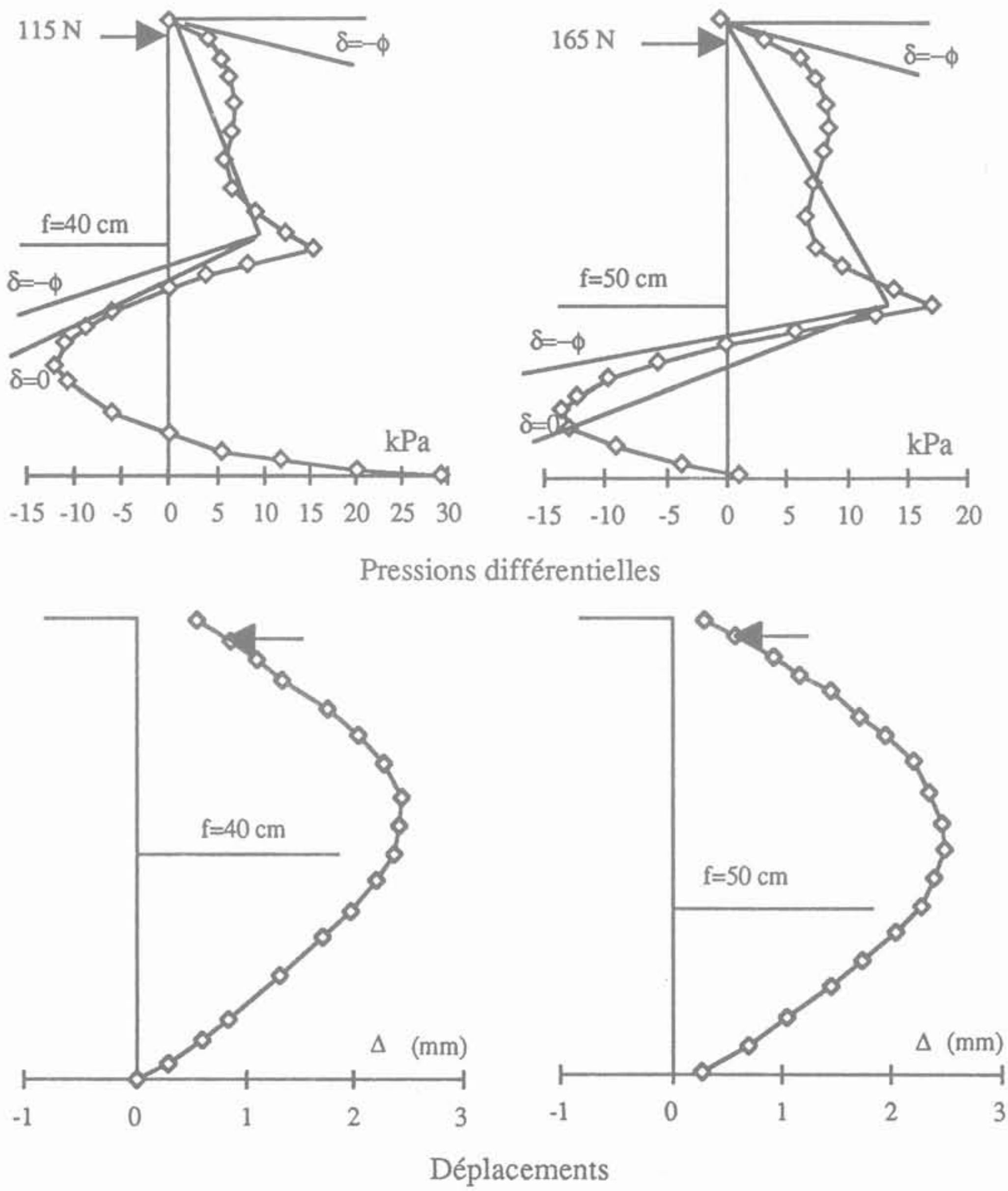


Fig. 6. — Rideau maintenu par un buton indéformable non précontraint. - *Fig. 6. — Sheet pile with 1 non-deformable non-prestressed strut.*

4.3.3. Rideau avec 1 buton déformable précontraint

La précontrainte a pour objectif de limiter le déplacement des rideaux lié au raccourcissement élastique des butons.

La figure 7 présente un essai avec un buton très déformable précontraint, dès sa mise en œuvre, par un effort proche de celui attendu pour l'ouvrage en service.

Cet effort important met en butée le sol à l'arrière du rideau (h = 20 cm). Pour l'ouvrage en service, cette butée subsiste sur les 10 premiers centimètres et est prolongée par un diagramme sensiblement rectangulaire jusqu'au fond de fouille. Enfin, au voisinage de la rupture (h = 55 cm), une concentration de contrainte semblable à l'effet de voûte subsiste en tête. Son amplitude dépend du niveau de précontrainte.

4.3.4. Commentaires sur l'ensemble des essais avec un buton

a. Déplacement du rideau

La figure 8 montre l'influence sensible de la raideur d'un bouton non précontraint sur le déplacement global du rideau. On note par contre que cette raideur n'a pratiquement plus d'influence dès lors que le buton est fortement précontraint. Si l'on excepte l'essai avec un buton fortement déformable et non précontraint, l'évolution des déplacements du pied du rideau en fonction de l'excavation montre que les déplacements restent faibles jusqu'à 45 cm d'excavation pour s'accélérer ensuite brutalement jusqu'à la rupture par manque de fiche. Ceci justifie la règle de calcul de l'ouvrage avec un coefficient de sécurité de 2 sur la butée qui correspond au seuil d'apparition des déplacements importants en pied.

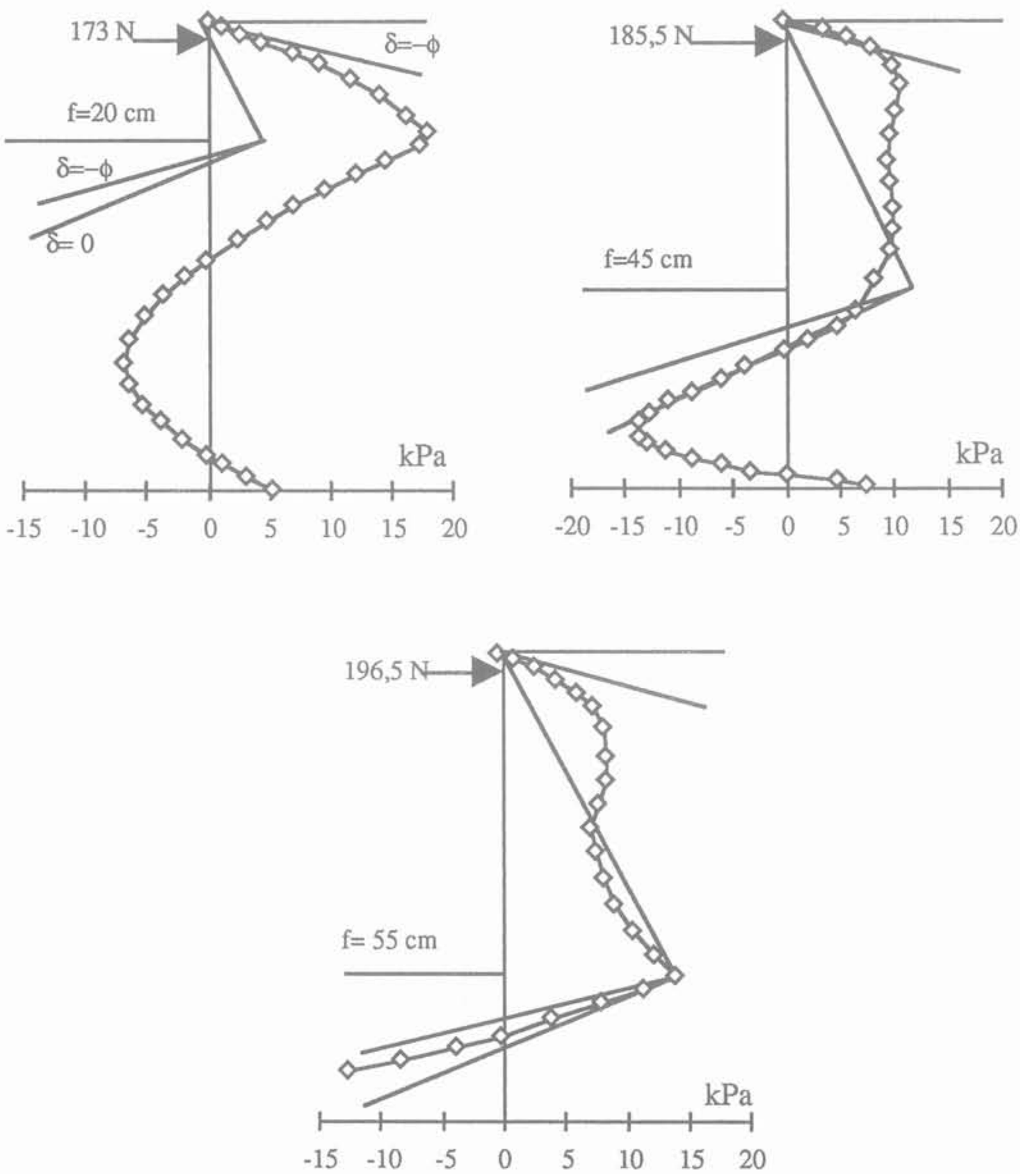


Fig. 7. — Evolution des pressions différentielles, Essai 1B8 (1 buton déformable et précontraint).
Fig. 7. — Evolution of differetial pressures (1 deformable prestressed strut).

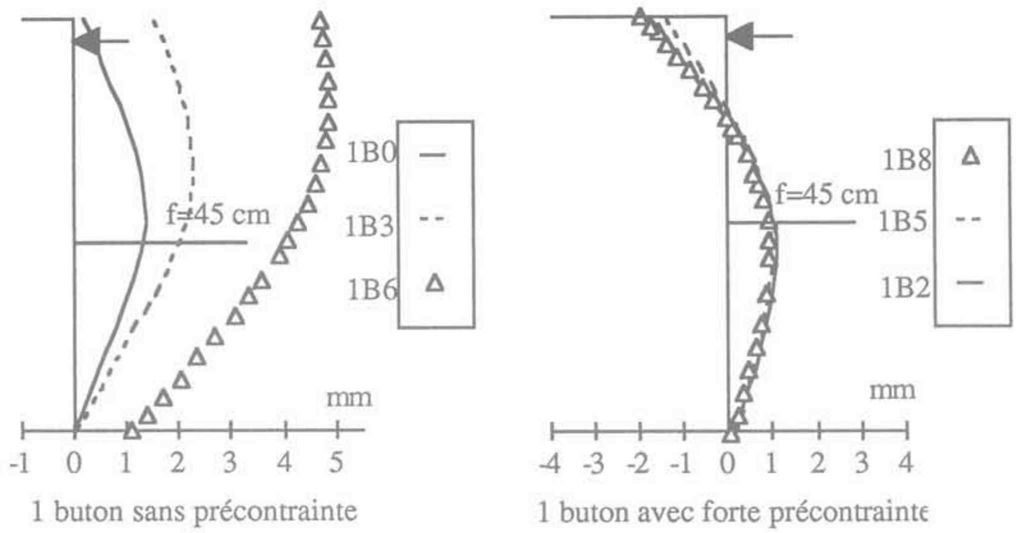


Fig. 8. — Courbes de déformée.
Fig. 8. — Deflection curves.

b. Effort dans le buton (fig. 9)

En l'absence de précontrainte, la valeur de l'effort augmente fortement avec la raideur du buton, l'écart atteignant 35 % pour l'ouvrage en service. Cette augmentation est due essentiellement à l'effet de voûte qui provoque une concentration de contrainte au droit de l'appui.

Une précontrainte élevée atténue fortement l'influence de la raideur sur l'effort, la concentration de pression au droit de l'appui étant liée pour l'essentiel à la mise en butée du sol lors de la pose du buton précontraint.

c. Moment fléchissant (fig. 10)

Il est affecté simultanément par la raideur et la précontrainte du rideau et atteint la valeur du calcul en « simplement buté » dans le cas du buton rigide avec forte précontrainte.

Avec un buton très déformable non précontraint, le moment maximum chute de 30 %. Cette variation est toutefois bien inférieure à celle de l'effort dans le buton (45 %) dont l'effet sur le moment est partiellement compensé par la concentration de poussée côté terre.

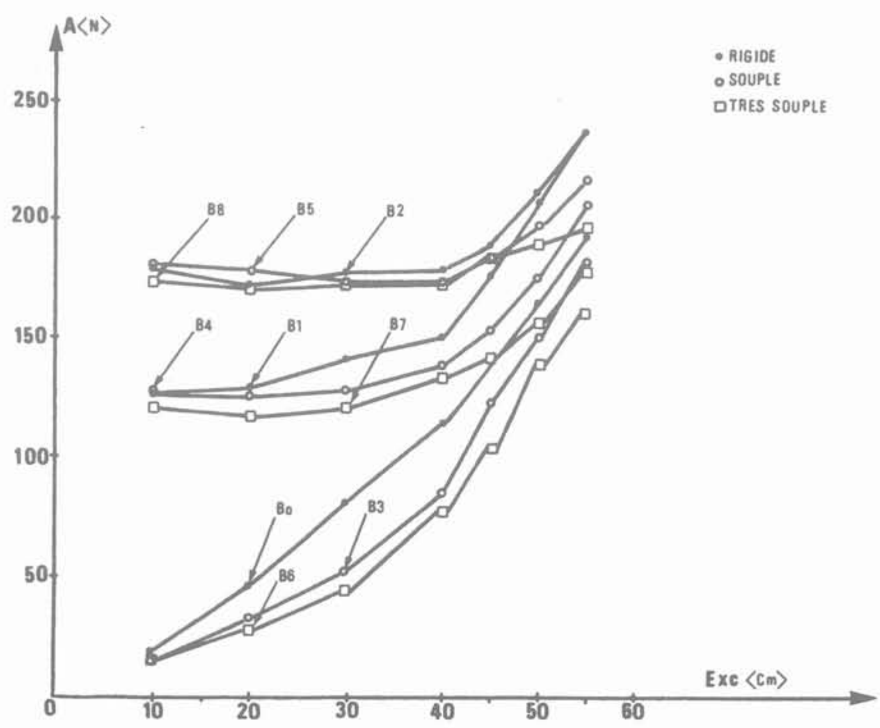
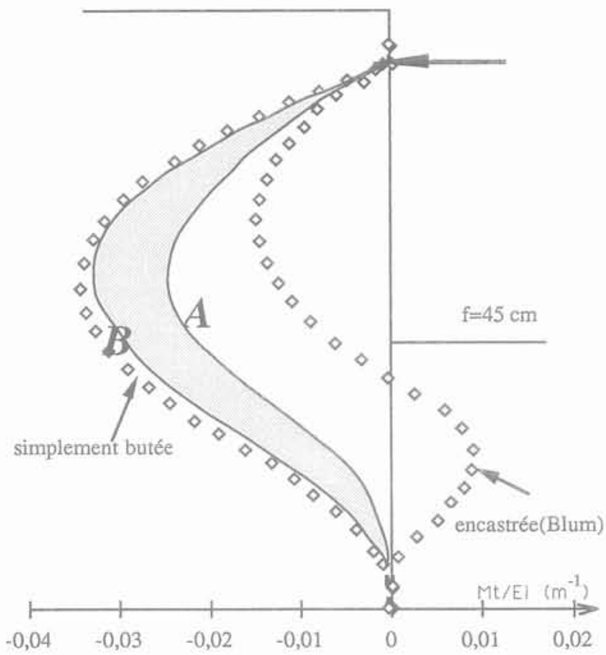


Fig. 9. — Effort dans le buton, en fonction de la hauteur d'excavation.
Fig. 9. — Evolution of the strut load during excavation.



A : 1 buton très déformable sans précontrainte.
B : 1 buton rigide avec forte précontrainte.
Fig. 10. — Comparaison des courbes de moment fléchissant mesurées et celles obtenues par des calculs classiques.
Fig. 10. — Comparison of calculated and measured bending moment distribution.

Globalement pour l'ouvrage en service, le calcul suivant la méthode du rideau ancré simplement buté donne une borne supérieure du diagramme de moment fléchissant. Par contre, pour ces rideaux assez peu flexibles, la méthode de BLUM conduit à une forte sous-estimation du moment maximum.

5. RIDEAU ANCRÉ

Une vingtaine d'expériences sur le rideau maintenu par un ancrage ont été réalisées pour tester l'influence de la longueur, de l'inclinaison et de la précontrainte de l'ancrage. L'ancrage est peu déformable par lui-même, mais le déplacement du corps d'ancrage sous l'effort varie avec sa longueur et son inclinaison, jouant ainsi un rôle analogue à la raideur du buton.

Globalement, le comportement du rideau ancré est identique à celui du rideau butonné, à l'exception de deux points :

— pour les ancrages non précontraints, on note une concentration de pression à l'arrière du rideau plus marquée, explicable par le développement d'un effet de voûte entre le corps d'ancrage et le point d'ancrage ;

— pour des ancrages de longueur inférieure à 0,85 m, la rupture survient par basculement de l'ensemble rideau-ancrage avant la rupture habituelle par manque de fiche, C'est la stabilité d'ensemble du dispositif de soutènement qui n'est pas assurée, comme le montre la figure 11. L'étude de cette stabilité sur la base de nos expériences fera l'objet d'une publication ultérieure.

6. RIDEAUX MAINTENUS PAR DEUX NIVEAUX DE BUTONS

Ce dispositif est fréquent dans les travaux urbains où l'on met en œuvre plusieurs niveaux d'étaiement afin de limiter au mieux le déplacement des soutènements. Les essais sur modèle ont été réalisés avec deux butons rigides ou déformables, précontraints ou non.

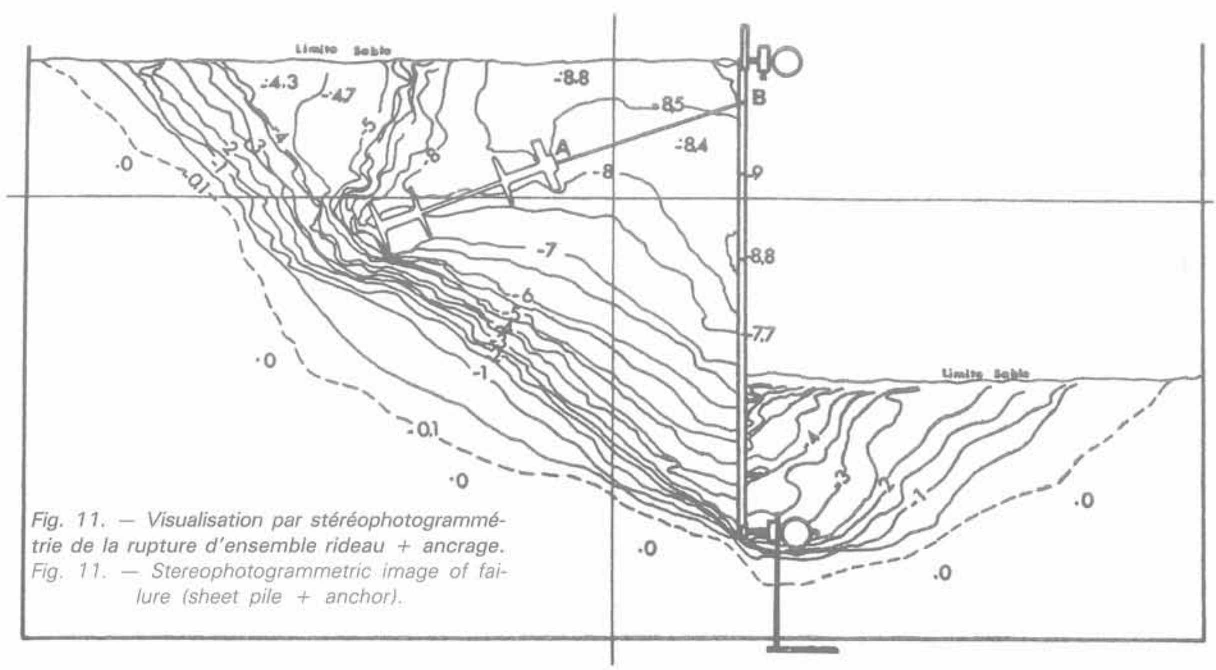


Fig. 11. — Visualisation par stéréophotogrammétrie de la rupture d'ensemble rideau + ancrage.
Fig. 11. — Stereophotogrammetric image of failure (sheet pile + anchor).

Mouvements horizontaux en (mm).

Les résultats obtenus sont commentés en référence aux essais avec un seul buton.

6.1. Description des essais

Après une excavation de 15 cm, le premier buton est posé à 5 cm de profondeur. On excave ensuite jusqu'à 40 cm pour poser le deuxième buton à 25 cm avant de poursuivre les terrassements par passes de 5 cm jusqu'à la rupture (h = 63 cm).

6.2. Poussée à l'arrière de l'écran

Les essais mettent en évidence de manière nette les reports de pression dus au déplacement différentiel de l'écran. Dans le cas des butons déformables non précontraints (fig. 12a) la poussée reste proche de sa valeur théorique jusqu'à 45 cm d'excavation. Au-delà, on note un accroissement de la poussée dans la partie supérieure, alors même que cette partie du rideau s'écarte légèrement du massif. Ce comportement s'explique par la différence de déplacement entre la tête et le pied : lorsque l'excavation passe de 45 à 60 cm, le mouvement du pied vers la fouille est de 3 mm alors qu'il est inférieur à 1 mm en tête, créant ainsi un « point dur » relatif. La mise en place de butons peu déformables, bloquant ainsi complètement la partie supérieure du rideau, accentue nettement le phénomène comme l'indiquent les diagrammes de poussée de la figure 12b.

6.3. Moment fléchissant et effort dans les butons

Contrairement au rideau maintenu par un seul buton, la déformabilité et la précontrainte ont une influence non négligeable sur le diagramme de moment fléchissant. Ainsi, la déformabilité de l'étaiement permet de réduire les efforts dans les butons et d'améliorer leur répartition avec en contre-partie une augmentation du moment maximum de 25 %.

La précontrainte des butons s'avère efficace en permettant, au prix d'une augmentation d'effort, de réduire les déplacements du rideau ainsi que le moment fléchissant maximum.

6.4. Comparaison avec les diagrammes empiriques de TERZAGHI et PECK (1965)

En l'absence de précontrainte, ces diagrammes restent une enveloppe supérieure de la poussée du sol dans la partie hors fiche, tout au long des terrassements (fig. 13).

Par contre, pour les butons précontraints, ce diagramme sous-estime la pression du sol, en particulier lorsque la fiche est importante.

7. CALCULS PAR LA MÉTHODE DU MODULE DE RÉACTION

Le module de réaction K_h n'étant pas une caractéristique intrinsèque du sol, la définitiion de la loi de réaction varie avec les auteurs, en particulier dans le cas des soutènements où il faut compléter K_h par des seuils de pression active et passive et par la prise en compte des irréversibilités de comportement. Sur le même principe du module de réaction, on trouve ainsi divers logiciels plus ou moins proches en fonction des hypothèses complémentaires adoptées. Pour cette étude, nous avons utilisé le programme RIDO développé à l'occasion de la construction du métro de Lyon.

Le principe des calculs de palplanches par la méthode du module de réaction ayant été abondamment décrit nous présenterons ici uniquement le principe de la loi de réaction adoptée dans le programme RIDO.

7.1. Loi de réaction adoptée dans « RIDO »

Dans ce logiciel, la pression est prise en compte séparément de part et d'autre du rideau. A l'origine, elle est égale à la pression des terres au repos, avec prise en compte de l'effet de surcharges éventuelles. En un point, elle varie ensuite linéairement avec le déplacement horizontal Y, tout en étant limitée par les valeurs correspondant à la poussée ou à la butée.

Cette loi de réaction s'écrit :

$$P = P_o + K_h \cdot (y - v)$$

avec :

P_o : pression des terres au repos
y : déplacement horizontal du rideau au point considéré
v : facteur rendant compte de l'hystérésis
K_h : module de réaction défini par la relation

$$K_h = R_e + R_p \cdot \sigma_v$$

où :

R_e (en kN/m^3) : partie constante du module de réaction ;

Rp (en m^{-1}) : coefficient d'augmentation de K_h avec la contrainte verticale effective σ_v au point considéré.

7.1.1. Irréversibilité

Si à la fin d'une phase n, une des limites de plasticité est atteinte (poussée ou butée), v est recalculé pour conduire à la nouvelle loi de réaction conformément à la figure 14 pour la phase n + 1.

7.1.2. Variation de contrainte verticale

Lorsque la contrainte verticale varie (en cas d'excavation, de remblaiement ou de surcharge par exemple) divers choix sont possibles pour redéfinir le couple $p_o - v$. Le choix fait dans RIDO est de conserver alors la même valeur de v (fig. 15).

7.2. Choix des paramètres pour la simulation des essais sur modèle.

a. Coefficients de pression du sol

La pression au repos (Ko) du matériau analogique a été déterminée sur un modèle de poussée-butée. Sa valeur, égale à 0,9 est plus élevée que celle donnée par la relation de Jacky ($Ko \approx 1 - \sin \phi = 0{,}64$) ce qui peut s'expliquer par le caractère bidimensionnel de matériau. Elle correspond au calcul en élasticité : pour un matériau bidimensionnel Ko = coeffi-

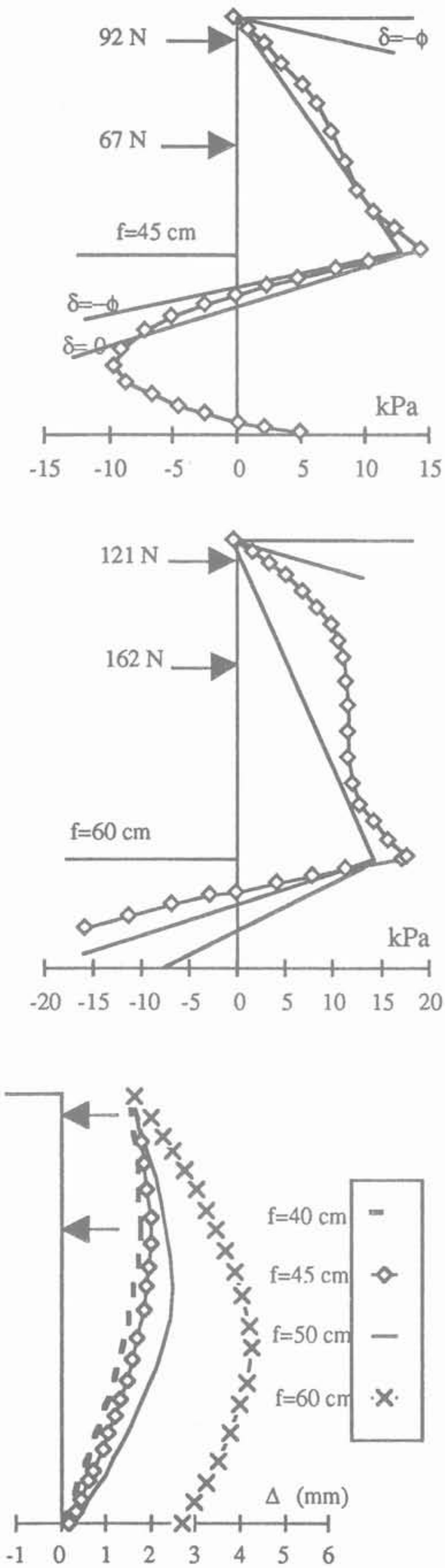


Fig. 12a. — 2 butons souples non précontraints.
Fig. 12a. — 2 deformable non-prestressed struts.

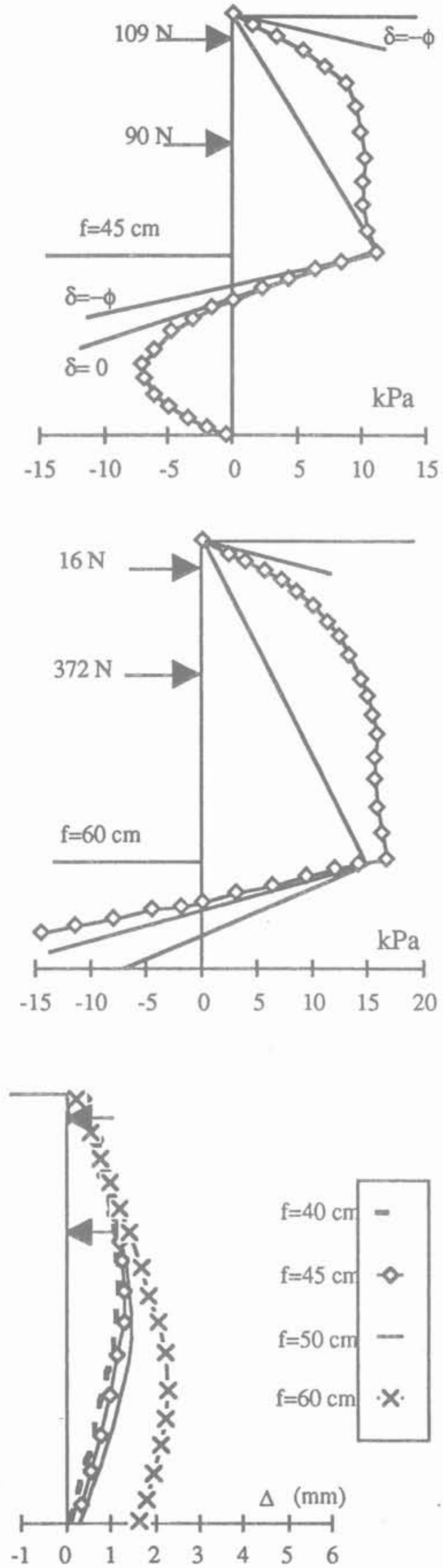


Fig. 12b. — 2 butons rigides non précontraints.
Fig. 12b. — 2 non-deformable non-prestressed strusts.

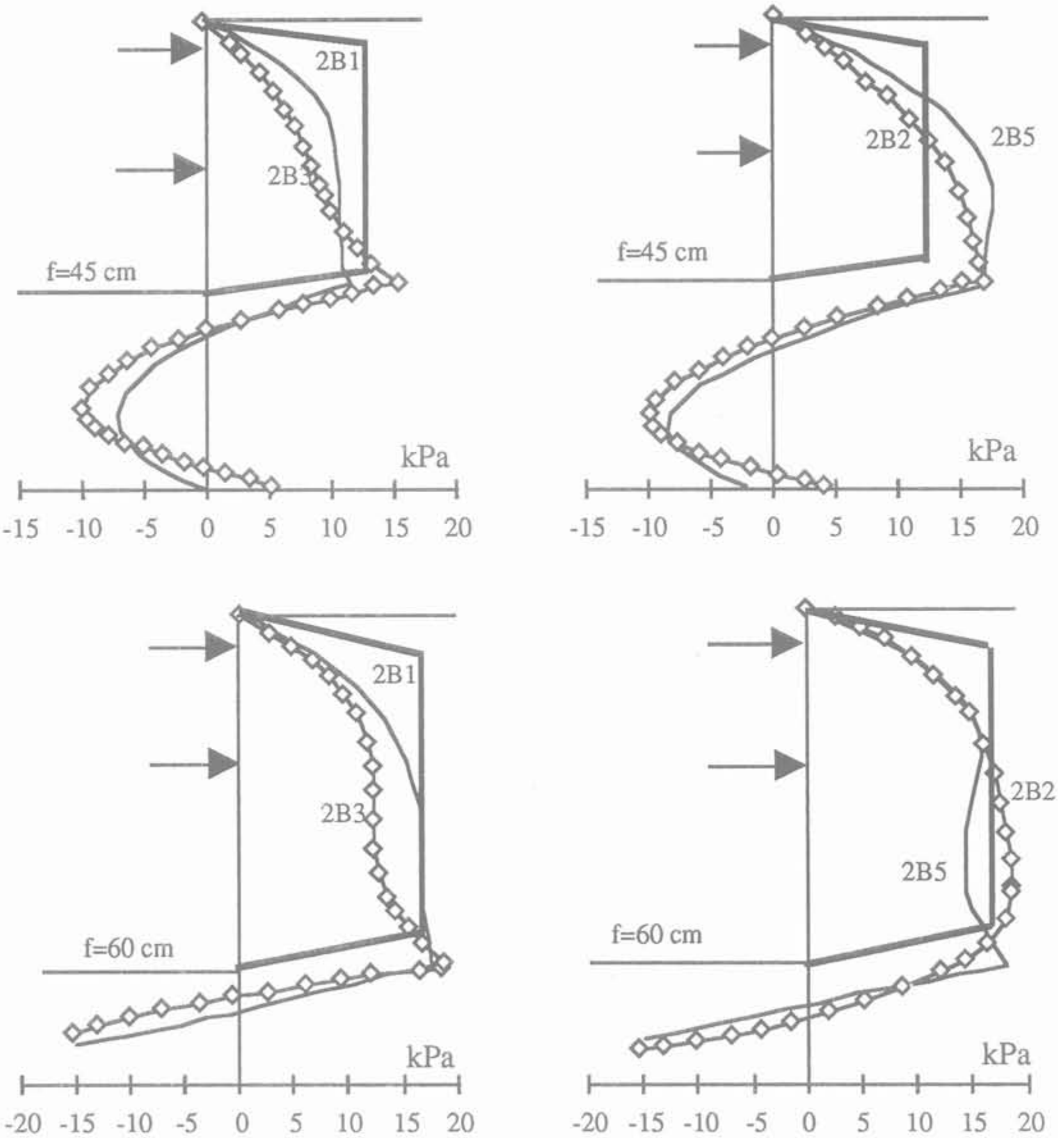


Fig. 13. — Comparaison des poussées mesurées avec le diagramme proposé par TERZAGHI et PECK (2B1 et 2B3 : non-précontraints 2B2 et 2B5 : précontraints).

Fig. 13. — Comparison of measured earth pressure with the diagram proposed by TERZAGHI and PECK.

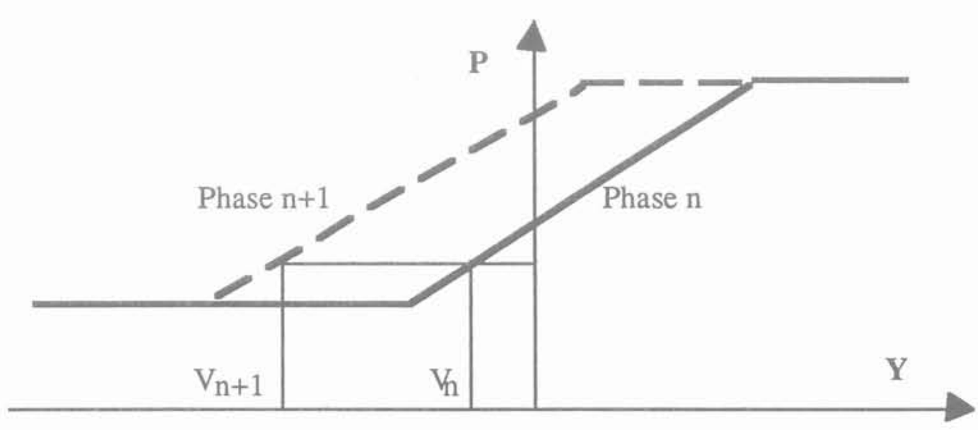


Fig. 14. — Loi de réaction du programme RIDO et son comportement irréversible.

Fig. 14. — Reaction law of RIDO program and its irreversibility.

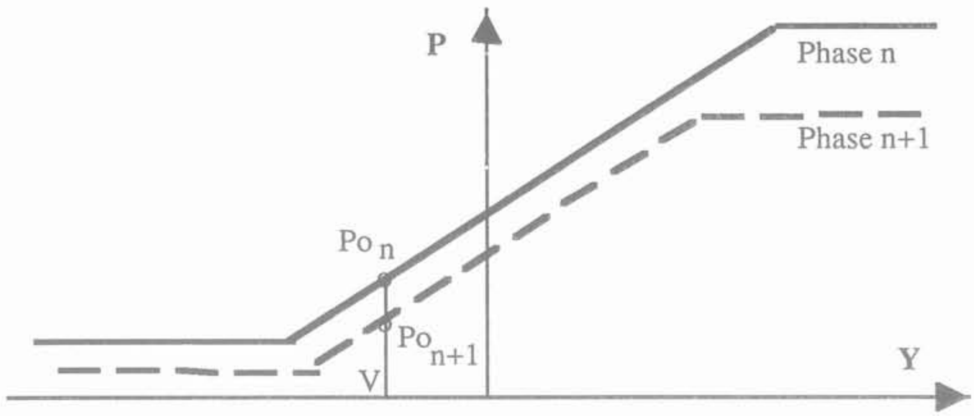


Fig. 15. — Evolution de la loi de réaction avec la contrainte verticale.
Fig. 15. — Influence of vertical stress on reaction law.

cient de Poisson ν dont la valeur déduite des essais biaxiaux est voisine de 0,9.

Pour les coefficients de pression active et passive, on a admis que le frottement maximum sol-écran pouvait être mobilisé pour de forts déplacements et adopté les valeurs théoriques correspondantes, soit pour $\phi = 21°$ et $|\delta/\phi| = 1$:

$$K_{a\gamma} \cos\delta = 0{,}39$$

$$K_{p\gamma} \cos\delta = 3{,}1$$

b. Module de réaction

Le module étant un paramètre de calcul et non un paramètre intrinsèque du sol, il n'est pas directement mesurable. Pour un même sol, il peut varier avec la géométrie et la nature des mouvements de l'écran.

En pratique, on utilise des valeurs empiriques ou déduites d'essais tels que l'essai pressiométrique (BALAY, 1985).

En l'absence de base empirique pour ce matériau, une rétro-analyse des deux premiers essais a été effectuée, conduisant à une valeur du module proportionnelle à la contrainte verticale, soit :

$$K_h = R_p \cdot \sigma_v$$

avec $R_p = 1\,500 \text{ m}^{-1}$

Par la suite, cette valeur a été conservée pour l'ensemble des simulations numériques.

8. COMPARAISONS CALCULS-MESURES

Tous les essais ont fait l'objet d'un calcul avec le même jeu de paramètres afin de comparer les courbes de moment fléchissant, de pression différentielle, de déplacement ainsi que les efforts de butonnage ou d'ancrage. L'analyse de ces résultats pour chaque type de rideau testé en référence à l'hypothèse du module de réaction, permet, outre la mise en évidence des limites de ces calculs, de situer l'origine des écarts constatés.

8.1. Rideau non ancré

C'est la rotation du rideau par rapport à sa base qui caractérise cet essai. Pour le rideau en service, les déplacements calculés et mesurés sont voisins. Notons toutefois que les déplacements calculés sont ici, en l'absence de butons, fortement contrôlés par la valeur du module de réaction, choisie a posteriori (fig. 16). Si l'on examine plus précisément la déformée, on note que l'encastrement réel est mal traduit par le calcul.

Pour le moment fléchissant, le calcul satisfaisant au-dessus du fond de fouille sous-estime fortement la valeur en dessous (fig. 17).

Ces constatations indiquent que :

— la pression active du matériau de SCHNEEBELI est proche de sa valeur théorique ;

— dans le calcul, la butée maximale est mobilisée trop rapidement sous le fond de fouille : un schéma de réaction complexe, proche de courbes de butée classiquement mesurées sur modèles par divers auteurs, devrait permettre de corriger en partie cet écart ;

— la contre butée qui est à l'origine de l'encastrement du pied de rideau, est sous-estimée par le calcul. Ce résultat n'est pas surprenant, l'expérimentation indiquant que la contre butée peut se développer en l'absence de déplacement du pied de l'écran qui joue alors le rôle d'un « point dur » par rapport au sommet du rideau incurvé vers la fouille. Ce phénomène du type effet de voûte, ne peut être déduit par l'hypothèse de module de réaction qui lie les changements des pressions du sol en un point au déplacement de ce seul point.

8.2. Rideaux maintenus par un niveau de butons et d'ancrages

Le déplacement de ces rideaux est contrôlé, en tête par le butonnage et en pied par le sol en butée. Pour l'excavation correspondant au rideau « en service » ces déplacements restant très faibles, les déplacements calculés et mesurés restent proches. Au-delà, lorsque l'on poursuit l'excavation, le calcul des déplacements n'est

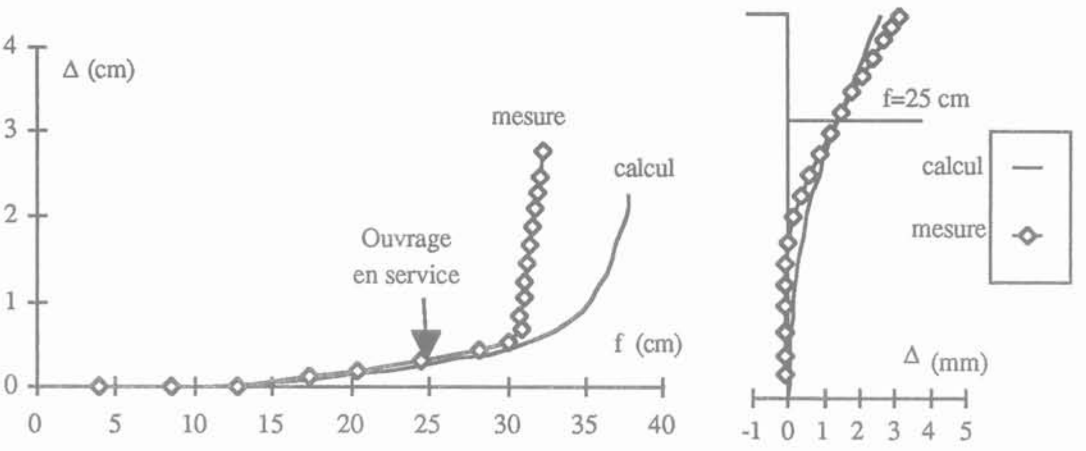


Fig. 16. — Rideau non butonné. Comparaison des déplacements mesurés et calculés.
Fig. 16. — Sheet pile without any strut. Comparison of calculated values of displacement to measured values.

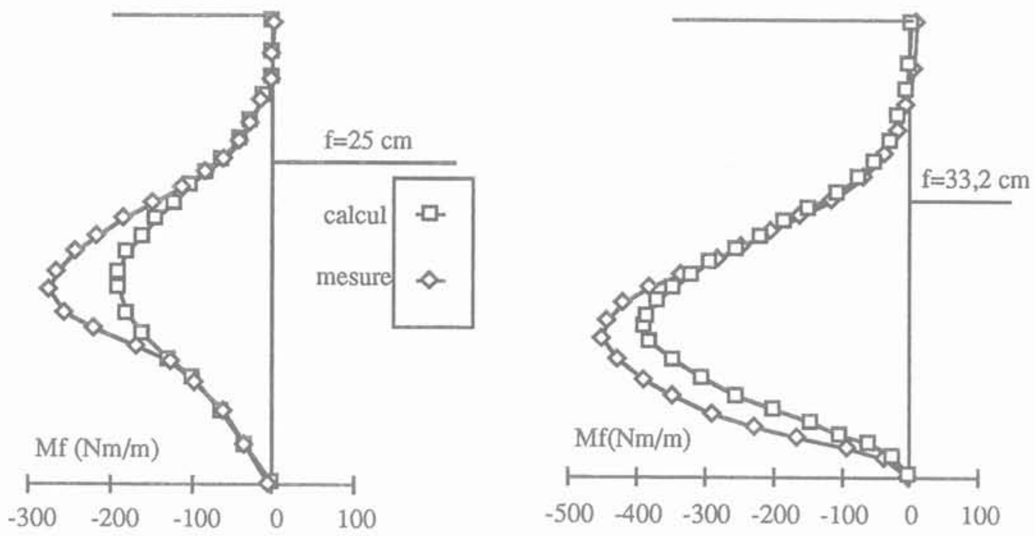


Fig. 17. — Rideau non butonné. Comparaison des moments fléchissants mesurés et calculés.
Fig. 17. — Sheet pile without any strut. Comparison of calculated values of bending moment to measured values.

plus significatif ; par contre il donne une valeur correcte de la fiche correspondante à la rupture par manque de butée.

8.2.1. Butons non précontraints

a. Buton très déformable

Cette déformabilité autorisant une rotation non négligeable du rideau par rapport à la base, on retrouve partiellement les particularités du rideau non ancré :

le calcul surestimant la butée en fond de fouille, il en résulte une sous-estimation de l'effort dans le buton et du moment fléchissant atteignant 20 % (fig. 18).

b. Buton non déformable

La répartition de pression calculée à l'arrière du rideau est triangulaire, l'hypothèse de WINKLER ne pouvant traduire la concentration de poussée due à l'effet de voûte. En conséquence, l'effort dans le buton est sous-estimé de plus de 30 %. Paradoxalement, les moments fléchissants calculés et mesurés sont très proches, cette concentration de poussée étant compensée par un déficit équivalent d'effort dans le buton.

8.2.2. Buton précontraint

Dans le calcul comme sur le modèle, la précontrainte du buton met le sol en butée à l'arrière du rideau. Les diagrammes calculés et expérimentaux sont alors très proches, que le buton soit déformable ou non : le calcul simule bien l'expérimentation pour l'ensemble des paramètres mesurés.

8.2.3. Rideaux maintenus par un niveau d'ancrage

Par rapport au rideau butonné, la présence de l'ancrage à l'arrière du rideau induit deux phénomènes complémentaires :

— d'une part, une augmentation de la concentration de poussée au niveau d'ancrage, provoquée par un effet de voûte entre ce point et le corps d'ancrage. Il en résulte, même dans le cas des ancrages précontraints, une accentuation des écarts entre calcul et mesures pour l'effort d'ancrage ;

— d'autre part, l'ancrage mobilise l'ensemble du massif à l'arrière du rideau et induit un déplacement d'ensemble d'autant plus important que le tirant est court.

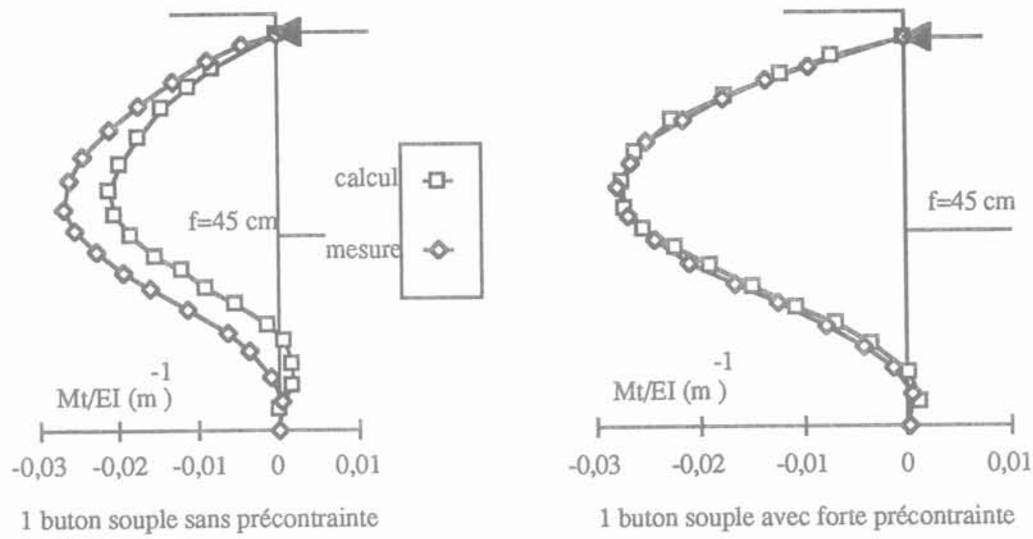


Fig. 18. — Comparaison calcul-mesure des courbes de moment fléchissant.
Fig. 18. — Comparison of calculated values of bending moment to measured values.

Le principe du calcul étant basé sur la relation locale déplacement-pression, cet effet ne peut être pris en compte.

8.3. Rideaux maintenus par deux niveaux de butons

8.3.1. Butons non précontraints

Ce sont les reports d'efforts dus aux déformations différentielles qui caractérisent ces essais. L'hypothèse de WINKLER étant incapable de traduire correctement ces reports, on constate logiquement des écarts importants entre calculs et mesures, le calcul sous-estimant systématiquement la poussée à l'arrière du rideau, l'effort dans les butons et le moment fléchissant maximum. Ainsi, à titre d'exemple, avec les butons rigides le programme de calcul sous-estime l'effort global dans les butons de 36,5 % et le moment fléchissant maximum de 28 %. Par contre, le déplacement global du rideau est correctement évalué.

8.2.2. Butons précontraints

Bien que les diagrammes de pression aient la même allure qu'avec les butons non précontraints, la valeur élevée de la pression à l'arrière du rideau est due ici à la mise en butée du sol lors de la pose des butons et leur précontrainte.

Dans ces conditions, pour 45 cm d'excavation on constate que le calcul au module de réaction décrit bien ces essais, le diagramme de pression différentielle comme celui de moment fléchissant étant quasi confondus (fig. 19). Pour les excavations plus importantes, (h = 55 cm) lorsque le pied du rideau commence à chasser par manque de butée, on retrouve des déformations différentielles du rideau avec reports de poussée que l'hypothèse du module de réaction ne peut décrire : le calcul sous-estime alors à nouveau les efforts, moments et poussée.

Enfin, il faut noter que le calcul surestime les déplacements lors de la précontrainte des butons. Ceci con-

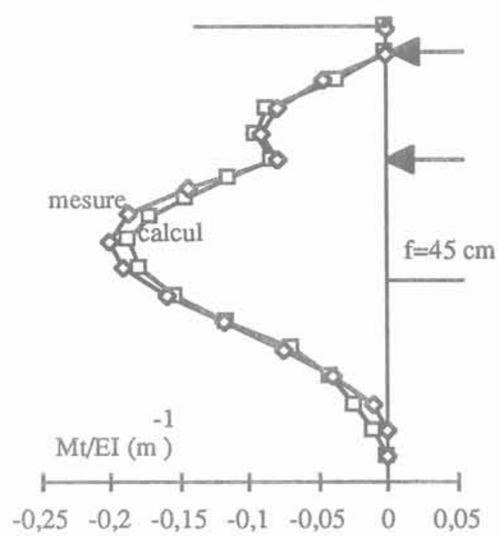


Fig. 19. — Comparaison calcul-mesure de la courbe de moment fléchissant (2 butons précontraints).
Fig. 19. — Comparison of calculated values of bending moment to measured values (2 prestressed struts).

firme les constatations effectuées in situ par GIGAN et qui ont conduit le LCPC à recommander une augmentation du module de réaction lors des phases de mise en tension des tirants, dans la zone concernée par cette opération.

9. CONCLUSIONS

Cette campagne d'essais était destinée, dans un premier temps, à cerner le comportement d'un rideau de flexibilité moyenne, tels que ceux utilisés en site urbain, dans diverses conditions d'étaiement, puis dans un deuxième temps à confronter les résultats aux méthodes de calcul. Pour les rideaux maintenus par des tirants ou butons non précontraints, ces essais confirment la formation d'une concentration de pression liée à l'effet de voûte au droit de l'étaiement, même pour des butons déformables. Cet effet est d'autant plus sensible que le rideau est mieux maintenu en tête comme le montrent les essais avec deux niveaux de butons.

La précontrainte des butons (ou ancrages) présente deux avantages : elle limite le déplacement des rideaux et atténue fortement les effets de la déformabilité des étais. Ces avantages entraînent cependant une augmentation de l'effort dans les butons et du moment maximum.

La confrontation des essais avec un buton aux méthodes de calcul classiques en plasticité montre que, pour ces parois de flexibilité moyenne, la méthode du rideau ancré encastré sous-estime fortement le moment maximum, alors que la méthode du rideau ancré simplement buté (avec un coefficient de sécurité de 2 sur la butée) donne une valeur par excès de ce moment. Notons que la fiche obtenue avec cette dernière méthode correspond au seuil au-delà duquel les déplacements du pied du rideau deviennent importants, ce qui justifierait cette règle de calcul. Par contre, ces méthodes classiques ne sont pas adaptées au cas des butons ou ancrages précontraints qui mettent partiellement en butée le sol à l'arrière du rideau.

L'hypothèse de WINKLER, utilisée dans de nombreux logiciels de calcul n'est qu'une approche très simplifiée de l'interaction sol-rideau. Ses limites apparaissent essentiellement lorsque les butons ne sont pas précontraints : les reports d'efforts dus à la déformation différentielle ne pouvant être traduits par cette hypothèse, les efforts dans l'étaiement sont sous évalués dans tous les cas. Pour certaines configurations (rideaux maintenus par un buton très déformable ou par deux butons), le moment fléchissant maximum est également sous évalué.

Dès que les butons sont précontraints, les phénomènes de reports d'effort ne sont plus prépondérants et on note alors que les calculs au module de réaction traduisent correctement les efforts et moment fléchissants observés. Seuls les déplacements, lors des phases de mise en précontrainte des étais sont sous évalués ce qui confirme la nécessité d'augmenter localement K_h lors de telles phases.

BIBLIOGRAPHIE

BACOT J., KASTNER R., MEMIER A. (1984), *Recherche en laboratoire de mécanique de sols. Une utilisation particulière de la photogrammétrie.* Bul. SFPT, n° 94, 1984, pp. 15-29.

BALAY J. (1985), *Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réactions.* LCPC, Note d'information technique.

BALAY J., HARFOUCHE L., HUMBERT P. (1985), *Prédiffusion du programme PAREF, pour le calcul des écrans de soutènement par la méthode des éléments finis.* LCPC Février 1985, 74 p.

BOISSIER D., GIELLY J., KASTNER R., MANGIN J.C. (1978), *Détermination des moments et des pressions exercés sur un écran à partir de mesures inclinométriques.* Revue Canadienne de Géotechnique, Vol. 15, n° 4, 1978, pp. 522-536.

BOUDIER J., COLIN C., MASTIKIAN L. (1970), *Calcul de stabilité des parois sur ordinateur.* Travaux, Déc. 1970, pp. 40-45.

FAGES R., BOUYAT C. (1971), *Modèle mathématique intégrant le comportement irréversible du sol en état élasto-plastique. Exemple d'application. Etude de l'influence des paramètres.* Travaux, n° 441, déc. 1971, pp. 38-46.

GIGAN J.P. (1979), *Expérimentation en vraie grandeur d'un rideau de palplanche.* Revue Française de Géotechnique, n° 8, 1979, pp. 27-44.

HALIBURTON T.A. (1968), *Numerical analysis of flexible retaining structures.* ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, n° SM6, Nov. 1968, pp. 1233-1251.

KASTNER R. (1982), *Excavations profondes en site urbain. Problèmes liés à la mise hors d'eau. Dimensionnement des soutènements butonnés.* Thèse de Docteur ès-Science, INSA Lyon et Université Claude-Bernard, Lyon 1, 1982, 409 p.

MASROURI F. (1986), *Comportement des rideaux de soutènement semi-flexibles : étude théorique et expérimentale.* Thèse de Doctorat, INSA Lyon, Fév, 1986, 247 p.

MONNET J., KASTNER R., LAREAL P., BOUYAT C. (1985), *Finite element calculation and experimentings on the Saxe-Gambetta station.* Proceeding of the 5th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya, April 1985, pp. 747-753.

ROWE P.W. (1952), *Anchored sheet pile walls.* Institution of Civil Engineers, Proc. Vol. 1, London, Jan. 1952, pp. 27-70.

ROWE P.W. (1955), *A theorical and experimental analysis of sheet pile walls.* Institution of Civil Engineers, Proc. Vol. 4, London, Jan. 1955, pp. 32-69.

ROWE P.W. (1972), *Earth pressure on flexible structures. Oral presentation.* 5ᵉ Congrès Européen de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondation, Madrid 1972.

SCHNEEBELI G. (1957), *Une analogie mécanique pour l'étude de la stabilité des ouvrages en terre à 2 dimensions.* 4ᵉ Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondation, Vol. 2, Londres 1957, pp. 228-232.

TERZAGHI K., PECK R.B. (1965), *Chap. VIII Pression des terres et stabilité des talus.* Mécanique des Sols Appliquée, Dunod 1965, pp. 318-418.

WINKLER E. (1867), *Die lehre von elastizitat und festigkeit.* Prague, 182 p.

ANNEXE

Tableau 1. — Essais effectués avec un niveau de buton.
Table 1. — Experiments realized with one level of struts.

N° essai	Précontrainte (kN/m.ml)	Raideur (kN/m.ml)
1B0	0,000	83333 rigide
1B1	2,133	83333 rigide
1B2	3,025	83333 rigide
1B3	0,208	816 souple
1B4	2,100	816 souple
1B5	3,000	816 souple
1B6	0,191	404 très souple
1B7	2,016	404 très souple
1B8	2,916	404 très souple

Tableau 2. — Essais effectués avec deux niveaux de buton.
Table 2. — Experiments realized with 2 level of struts.

N° Essai	Précontrainte (kN/m.ml)		Raideur de buton (kN/m.ml)
	Buton 1	Buton 2	
2B1	0,383	0,333	83333 rigides
2B2	1,333	2,691	83333 rigides
2B3	0,366	0,400	816 souples
2B4	2,075	2,700	816 souples
2B5	1,733	4,041	816 souples

Tableau 3. — Essais effectués avec un tirant.
Table 3. — Experiments realized with one anchor.

N° essai	Longueur totale (m)	Inclinaison°	Précontrainte (kN/m.ml)
A1	1,05	39	0,770
A2	1,05	39	2,848
A3	1,17	22	0,605
A4	1,17	22	2,656
A5	1,08	31	0,880
A6	1,08	31	2,800
A7	1,14	45	0,635
A8	1,14	45	3,068
A9	1,17	39	0,376
A10	1,17	39	3,253
A11	1,14	30	0,360
A12	1,14	30	2,908
A13	1,05	22	0,566
A14	0,95	22	0,647
A15	0,85	22	0,208
A16	0,75	22	0,207
A17	0,65	22	0,228
A18	0,55	22	0,215
A19	0,55	31	0,205
A20	0,75	31	0,175

Interprétation d'essai de pompage dynamique dans les enceintes fermées

Analysis of dynamic pumping test in a confined area

Y. IAGOLNITZER, A. MONNET
Entreprise BACHY*

Rev. Franç. Géotech. n° 55, pp. 34-45 (avril 1991)

Résumé

La réalisation de bâtiments avec épuisement permanent à l'abri d'enceintes fermées nécessite une évaluation précise du débit d'exhaure résiduel, qu'aucune démarche classique ne permet actuellement de fournir.

Cet article décrit une méthode simple et rapide résolvant ce type de problème. Découlant d'une analyse hydraulique, la méthode proposée se traduit en pratique par un essai de pompage en deux temps : une période de pompage suivie d'une période de remontée.

Après une approche théorique de la méthode, un exemple pratique en illustre l'application.

Enfin, des précisions sont données sur la mise en œuvre de l'essai et son interprétation.

Abstract

Carrying out of buildings equiped with permanent pumping in a confined area has lead to the necessity of an accurate assessment of the residual discharge, that none of the classic approaches is currently able to work out.

This article describes a simple and fast method solving this type of problem. Derived from a hydraulic analysis, the method suggested here consists in practice of a two-time pumping test : a pumping period followed by a head recovery period.

After a theoretical approach to the method, a practical example illustrates its application.

Finally, precisions are given with regard to the setting up of the test and its interpretation.

* « Les Colonnades », bât. B, 4, avenue Sainte-Claire-Deville, 92563 Rueil-Malmaison Cedex.

La reprise ces dernières années des investissements immobiliers a entraîné la multiplication des fouilles réalisées à l'abri d'« enceintes fermées » avec un pompage permanent.

Il s'agit de manière typique de fouilles urbaines destinées à recevoir en sous-sol des garages, des locaux techniques ou des magasins. Les surfaces varient de 1 000 à 10 000 m^2 au sol. Le dallage du niveau inférieur est situé entre 5 et 15 m sous le niveau de la nappe phréatique. Ces conditions conduisent à prévoir des débits d'exhaure faibles, de 30 à 150 m^3/heure, qui permettent de justifier économiquement des solutions avec épuisement permanent. La paroi verticale de l'enceinte est réalisée en paroi moulée dans le sol. Le fond étanche peut être soit une couche géologique de faible perméabilité, soit un radier injecté.

Un moment critique de l'avancement du chantier est l'essai de pompage qui marque la fin de réalisation de l'enceinte, et permet d'entamer les terrassements au-dessous du niveau de la nappe. Moment critique, puisque le résultat de l'essai justifie ou infirme les choix de conception (radier injecté ou fiche de l'écran dans une couche étanche, ...) et sanctionne l'accomplissement des obligations contractuelles de l'entreprise spécialisée qui réalise l'enceinte.

Jusqu'à présent, les méthodes employées afin d'évaluer le débit résiduel à partir d'un essai de pompage en fin de réalisation d'une enceinte fermée relevaient des trois démarches suivantes :

1. considérations sur les volumes et les débits à partir d'une hypothèse sur le coefficient d'emmagasinement du terrain ;

2. considérations qualitatives lors du pompage d'essai en concluant que les exigences contractuelles sont satisfaites si le niveau d'eau dans la fouille continue à descendre pour un débit de pompage inférieur au débit imposé ;

3. évaluation du débit résiduel par un pompage à débit et niveaux stabilisés dans les conditions finales de rabattement.

Les méthodes 1 et 2, souvent utilisées de façon complémentaire, ne permettent pas de conclure lorsque le débit résiduel est proche du débit contractuel. La première en effet ne donne du débit résiduel réel qu'une approximation très grossière et souvent erronée, les calculs étant basés sur des hypothèses non vérifiables concernant des coefficients par ailleurs assez mal connus ; la seconde est trop imprécise et hasardeuse.

La troisième méthode permet d'évaluer avec une bonne précision le débit résiduel, mais demande du temps. Elle nécessite environ une semaine dans des conditions favorables, cette durée augmentant en fonction de la profondeur du fond de fouille final et s'avérant presque toujours incompatible avec les délais impartis.

La méthode d'évaluation du débit résiduel présentée ici comporte une méthodologie d'essai et d'interprétation qui pallient les inconvénients décrits plus hauts : c'est une méthode quantitative de courte durée basée sur la loi de conservation et ne faisant appel à aucune hypothèse particulière sur la couche de terrain concernée.

Le chapitre 1 présente la modélisation du problème et la description d'une méthodologie d'essai.

Le chapitre 2 illustre la mise en application de cette méthode par l'étude détaillée d'un exemple concret.

Le chapitre 3 est une discussion portant sur des points particuliers de la procédure d'essai, de l'analyse des mesures et de l'interprétation.

1. MODÉLISATION DU POMPAGE

1.1. Schéma de principe

Le schéma de la figure 1 présente le cas classique de la mise hors d'eau d'une fouille protégée par une paroi moulée. Le fond de l'enceinte, représenté ici par un radier injecté, peut être remplacé de façon équivalente par le recoupement de la paroi sur un horizon peu perméable.

1.2. Loi de conservation et expression des différents débits

La loi de conservation de la masse nous permet d'écrire une équation liant les débits : la somme des débits entrants dans la fouille est égale à la somme des débits sortants.

— Débit entrant et assimilé :

Qe, débit résiduel traversant l'enceinte, il représente le débit par le fond grossi du débit latéral. Avec une paroi moulée périmétrale, ce débit latéral est généralement négligeable (par contre dans le cas d'un écran vertical injecté il y aurait lieu d'en tenir compte).

Qs, débit d'essorage du terrain à l'intérieur de la fouille.

— Débit sortant :

Qp, débit pompé.

L'équation de base s'exprime donc simplement par :

$$Qp = Qs + Qe \qquad (1)$$

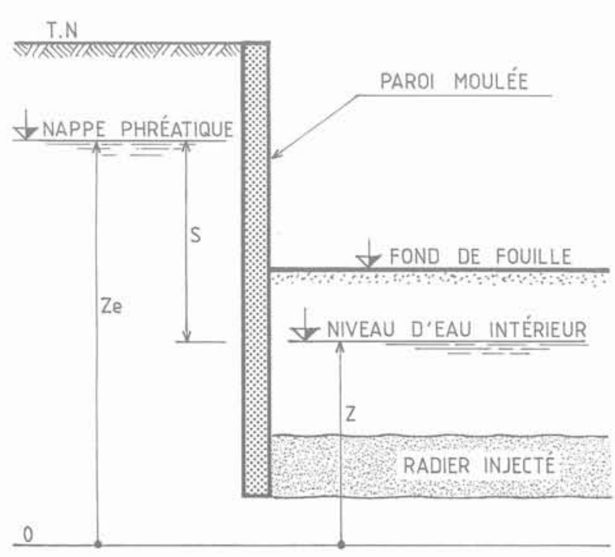


Fig. 1. — Schéma de principe.
Fig. 1. — General layout.

1.2.1. Débit entrant et transmissivité

Le débit entrant dans la fouille, Qe, encore appelé débit résiduel ou débit de fuite, constitue l'inconnue du problème.

Cependant cette inconnue n'est pas une constante : elle dépend de la différence de charge s entre la nappe extérieure et le niveau d'eau à l'intérieur de la fouille. On admet la relation de proportionnalité suivante :

$$Qe = T \, . \, s \qquad (2)$$

où T, transmissivité globale de la fouille, représente le débit que peut fournir cette fouille par mètre de rabattement ; elle sera exprimée par la suite de m^3/h par m de rabattement, que l'on préfère à la notation usuelle (m^2/s).

Indépendante du niveau d'eau dans la fouille, et de tout autre paramètre, T est en théorie une constante. On verra en 1.3. la manière de l'évaluer par le calcul, et l'explication des variations qui sont observées dans la réalité.

Il est important de faire ici la distinction entre la transmissivité globale définie ci-dessus et le « débit spécifique » utilisé dans nombre d'essais de pompage, et qui représente communément le rapport entre un débit pompé (en période de pompage, donc), et un rabattement (Qp/s). C'est une entité variable au cours du temps et sans intérêt dans le cadre de la présente méthode. Une comparaison entre transmissivité globale et débit spécifique sera menée en 3.3.1.

1.2.2. Débit d'essorage

Pendant un intervalle de temps dt, le niveau intérieur z varie de dz, et le débit d'essorage Qs, proportionnel à la surface S de la fouille, s'exprime par :

$$Qs = \gamma \, . \, S. \frac{ds}{dt} \qquad (3)$$

Le coefficient de proportionnalité est le classique (et insaisissable !) coefficient d'emmagasinement, exprimé en %.

En régime permanent, il est aussi nommé porosité efficace, n_e (rapport du volume d'eau libre sur le volume de sol).

La plupart des analyses d'essais de pompage était jusqu'à présent basée sur une hypothèse sur le coefficient d'emmagasinement, permettant des calculs simples mais très approximatifs : une des inconnues étant éliminée, le problème posé se réduisait à une simple équation à une inconnue : Qe... Mais aucune justification sérieuse de débit résiduel ne pouvait en être tirée.

Il est clair que le débit d'essorage est lié au caractère dynamique du niveau de l'eau dans la fouille : à niveau stabilisé, ce terme est nul et l'équation des débits se réduit à Qe = Qp.

1.2.3. Débit de pompage

Le débit extrait de la fouille est noté Qp et est mesuré sur le chantier à l'aide de compteurs (on verra plus tard l'importance de cet équipement).

1.3. Résolution de l'équation

En remplaçant les expressions (2) et (3) de débits développées plus haut dans l'équation (1), on obtient ;

$$Qp = T.(z_e - z) + \gamma.S.\frac{ds}{dt}$$

ou encore :

$$z + \gamma \, . \, \frac{S}{T} \, . \, \frac{dz}{dt} = z_e - \frac{Qp}{T} \qquad (4)$$

Précisons que dans cette équation, les seules valeurs inconnues sont γ et T, les autres (z, z_e, t, Qp et S) étant connues ou mesurées durant l'essai.

Pour simplifier la manipulation des données, on introduit une grandeur physique nouvelle ;

$$\tau = \frac{\gamma S}{T}$$

qui a la dimension d'une durée. Elle sera nommée par la suite « temps de relaxation de la fouille ».

L'équation différentielle (4) s'exprime donc simplement par :

$$z + \tau \frac{dz}{dt} = z_e \frac{Qp}{T}$$

Dans la plupart des cas, le niveau de la nappe phréatique est très peu variable (quelques centimètres tout au plus). On peut alors, en prenant comme hypothèse la stabilité de la nappe (ds = − dz), écrire l'équation précédente en fonction du rabattement s :

$$s + \tau \frac{ds}{dt} = \frac{Qp}{T}$$

Dans les deux cas particuliers suivants, les solutions de l'équation sont connues :

- Cas où Qp est nul (pas de pompage)

L'équation de conservation des débits, $s + \tau \, ds/dt = 0$ a alors pour solution :

$$s = s_0 \, . \, e^{-t/\tau}$$

Si à un instant donné, alors qu'un rabattement s_0 a été obtenu, le pompage est arrêté, le niveau remonte suivant une loi d'amortissement exponentiel.

Ou encore, sur une courbe de remontée après arrêt de pompage, il est possible de calculer, sur l'intervalle entre deux mesures, un temps de relaxation :

$$\tau = \frac{dt}{\mathrm{Ln} \, \frac{so}{s}} \qquad (5)$$

où : dt est la durée de l'intervalle entre deux mesures,
s_0 le rabattement à l'origine de l'intervalle,
s le rabattement en fin d'intervalle.

On comprend ici le contenu physique pratique du temps de relaxation : tout pompage arrêté, c'est le temps nécessaire pour obtenir un rabattement s tel que Ln $(s_0/s) = 1$, ou encore $s = s_0/e$, c'est-à-dire un rabattement résiduel s ramené sensiblement au tiers du rabattement initial s_0.

• Cas où Qp est constant

L'expression de la solution s est alors :

$$s = s_0.e^{-t/\tau} + \frac{Qp}{T} . (1 - e^{-t/\tau})$$

Il est donc possible, sur chaque intervalle de mesure en période de pompage, de faire une estimation de la transmissivité de la fouille :

$$T = Qp . \frac{1 - e^{-t/\tau}}{s - s_0 . e^{-t/\tau}} \qquad (6)$$

pour peu que l'on dispose d'une estimation du temps de relaxation sur la tranche de terrain considérée par l'interprétation précédente. On peut alors inférer le débit résiduel de la fouille pour un rabattement donné s, en écrivant que Qe = T . s.

1.4. Principe de l'essai de pompage

Comme pour tout autre essai de pompage, il faut prévoir la mise en place d'un dispositif permettant de réaliser le pompage et de mesurer les éléments suivants :

— quantités d'eau pompée, à l'aide de compteurs volumétriques ou de débitmètres enregistreurs ;

— niveau de la nappe extérieure, par une série de piézomètres extérieurs ;

— niveau d'eau à l'intérieur de la fouille, par une série de piézomètres intérieurs.

Il est, de plus, important de tenir compte du temps d'installation de ce dispositif dans le planning, car étant de l'ordre d'une semaine, il est plus long que l'essai lui-même.

Méthodologie de l'essai

Reprenant les deux phases de calcul du chapitre précédent, le déroulement de l'essai comportera deux étapes ;

— une période à débit nul, ou période de remontée ;

— une période à débit de pompage constant.

Cependant, si les calculs doivent être effectués dans cet ordre précis, l'essai sera en pratique réalisé dans l'ordre inverse : la période de remontée nécessitant un rabattement initial, c'est la période de pompage qui marquera la première phase de l'essai, après un pompage préliminaire destiné à s'assurer du bon fonctionnement de tous les éléments du dispositif.

a. Une période de pompage à « débit constant ».

On considérera que le débit reste constant pour chaque intervalle de temps, sur lequel un débit moyen sera calculé.

Les mesures effectuées durant cette période permettront de calculer la transmissivité globale de la fouille T sur chaque intervalle de temps (cf. équation 6), au moyen de la valeur de τ déduite de la période de remontée.

b. Une période de remontée (Qp = 0 ; arrêt du pompage).

Les mesures faites durant cette période permettront de calculer le temps de relaxation de la fouille τ (cf. équation 5). L'obtention d'un rabattement initial significatif est nécessaire pour débuter la remontée. Un minimum de 1,50 m a été utilisé jusqu'à présent. D'autre part, un minimum de 8 h pour la durée de la remontée a toujours été respecté ; il est cependant intéressant de poursuivre les mesures au-delà, lorsque les conditions de chantier le permettent.

Avant le début de l'essai, il est bon de relever les niveaux des piézomètres extérieurs afin d'appréhender les éventuelles fluctuations de la nappe. D'autre part, dès le début de l'essai, des mesures complètes comprenant les relevés des compteurs volumétriques et des piézomètres extérieurs et intérieurs, doivent être prises à intervalles de temps réguliers. Deux heures est l'intervalle qui a été utilisé jusqu'à présent, un intervalle plus court ne permettant pas d'améliorer la précision des résultats d'une manière significative.

Ainsi que le montre l'ensemble du chapitre suivant, l'évaluation du débit résiduel permet ensuite le calcul de la perméabilité K du radier et du coefficient d'emmagasinement du terrain γ.

2. APPLICATION

La méthode qui vient d'être décrite a permis l'interprétation de plusieurs essais de pompage dans la région parisienne :

— Zac du Front de Seine, Levallois :

• Ilot 2-1 : pompage du 11/09/89 ;
• Ilot 2-6 : pompage du 07/08/90 ;

— Axe-Seine, rue Rouget-de-l'Isle, Issy-les-Moulineaux :

• bâtiment D : pompage du 29/01/90 ;
• bâtiment E.F.G. : pompage du 09/05/90 ;

— Aérospatiale, Zac Louis-Blériot, Suresnes ;

• bâtiment Su1 : pompage du 03/04/90 ;

— Henripré, face 120, rue Galiéni, Boulogne-Billancourt pompage du 20/01/90 ;

— nouveau siège TF1, quai du Point du jour, Boulogne ;

• zone IGH : pompage du 29/03/90 ;
• zone Activité : pompage du 11/05/90.

Les radiers de ces chantiers ont une caractéristique commune : ils sont injectés dans la craie. Cependant, l'épaisseur de cette dernière au-dessus du radier, sa nature ainsi que celle des couches géologiques supérieures (alluvions anciennes ou modernes), diffèrent suivant les chantiers.

L'exemple de description et d'interprétation présenté ci-dessous correspond à l'essai de pompage réalisé sur le chantier d'Axe-Seine, bâtiment D.

L'exploitation des mesures (graphiques et calculs) a été réalisée au moyen du tableur du logiciel WORKS.

2.1. But de l'essai

Dans le cadre de la réalisation d'une paroi moulée périphérique et d'un radier injecté dans la craie entre les cotes 13,50 Ngf et 16,50 Ngf, l'essai de pompage permet d'évaluer le débit résiduel dans la fouille pour une nappe phréatique à 27 Ngf et un rabattement de 5 m dans la fouille.

2.2. Dispositif de pompage

Le dispositif de pompage mis en place comporte ;

— trois puits Pu1, Pu2 et Pu3, crépinés sur une hauteur de 5,40 m.

Pu1 a une profondeur de 8,90 m et est équipé d'une pompe Grundfos de débit nominal 80 m^3/h ;
Pu2 a une profondeur de 9,20 m et est équipé d'une pompe KSB de débit nominal 20 m^3/h ;
Pu3 a une profondeur de 9,10 m et est équipé d'une pompe KSB de débit nominal 10 m^3/h ;

— trois piézomètres extérieurs Pz1, Pz2, Pz3 dont les prises de pression sont situées dans les alluvions anciennes (approximativement 18 Ngf) .

— dix piézomètres intérieurs Pz4 à Pz13, ancrés à une cote moyenne de 18 Ngf ;

— deux compteurs volumétriques, l'un installé sur la pompe de plus gros débit, l'autre sur une canalisation recueillant les eaux des deux autres puits.

Les figures 2 et 3 montrent la disposition géographique des éléments décrits ci-dessus.

2.3. Procédure de l'essai

2.3.1. Mise en route et préparation

Les pompages ont débuté le 29 janvier 1990 à 16 h avec la mise en route simultanée des trois pompes.

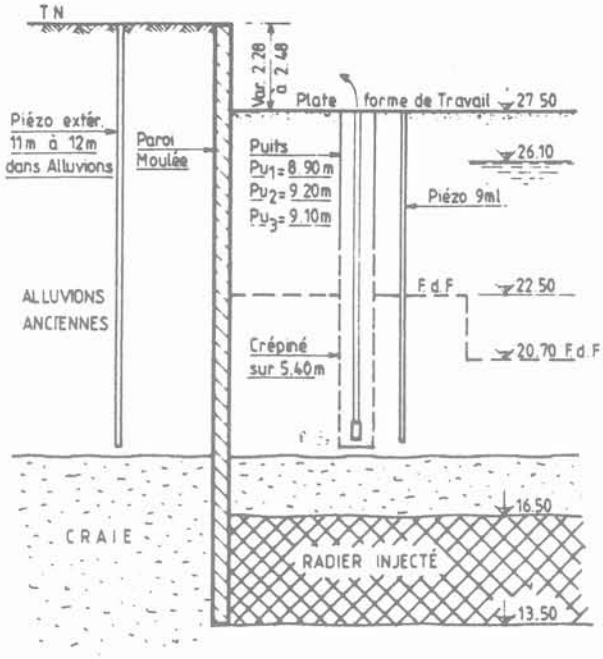


Fig. 3. — Coupe sur dispositif de pompage.
Fig. 3. — Section of the pumping system.

Des relevés périodiques des niveaux dans tous les piézomètres ont été pris régulièrement. Le débit pompé, de l'ordre de 90 m^3/h au départ fut baissé progressivement.

2.3.2. L'essai de pompage

— Période de pompage :

Le 30 janvier à 11 h 15, le rabattement avait atteint 3,3 m. Les compteurs volumétriques ont été installés

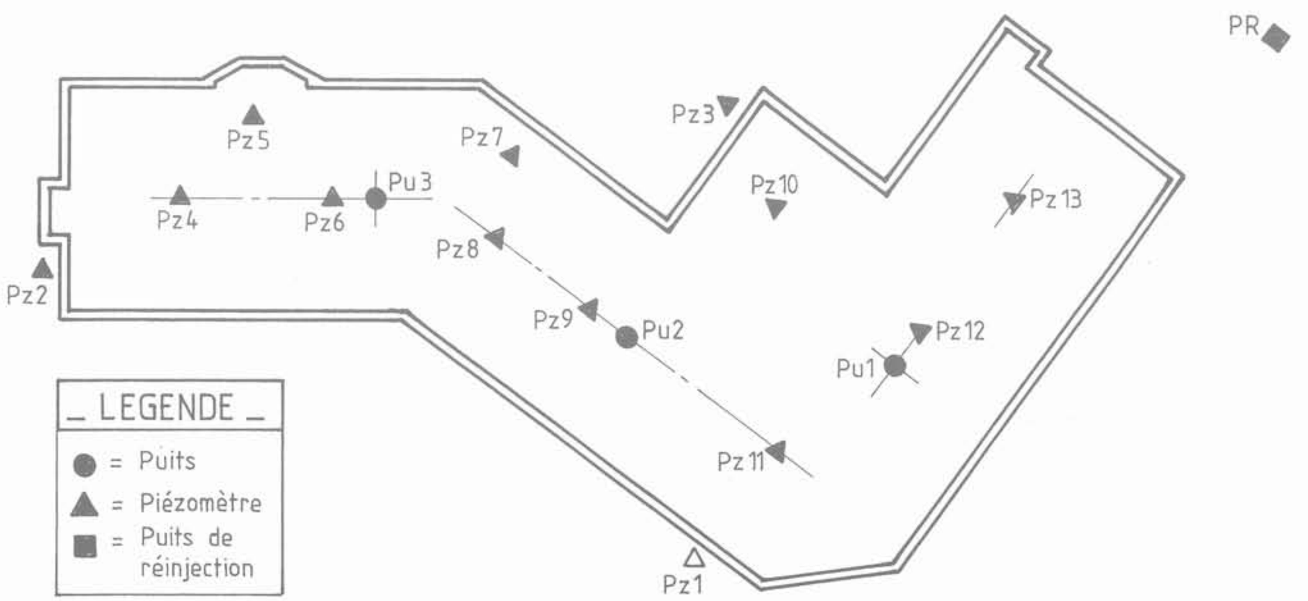


Fig. 2. — Implantation des puits de pompage et des piézomètres.
Fig. 2. — Layout of pumping wells and piezometers.

et tous les relevés pris régulièrement à intervalle de 2 h, sur une durée de 8 h ;

— Période de remontée :

le pompage a été arrêté le 30 janvier à 19 h 20 et les mesures des niveaux prises toutes les 2 h sur une durée de 12 h. L'essai s'est terminé le 31/01/90 à 7 h 20.

Deux incidents sont à signaler :

— un arrêt des pompes de quelques minutes, nécessaire pour permettre la mise en place des compteurs volumétriques, ayant eu lieu avant le début de l'essai, et donc sans conséquence sur celui-ci ;

— une faible ondée dans la nuit du 30 au 31 janvier, qui ne sera pas prise en compte.

2.3.3. Consignation et représentation des mesures

Tous les relevés des piézomètres intérieurs depuis la mise en route de l'essai sont présentés graphiquement (fig. 4 et 5).

2.4. Analyse des mesures

2.4.1. Niveaux extérieurs

Les niveaux extérieurs sont stables durant l'essai. Les piézomètres Pz1 et Pz2 sont stabilisés à 26,10 Ngf, tandis que le piézomètre Pz3 l'est à la cote légèrement inférieure de 25,95 Ngf. La différence entre ces deux niveaux n'excède pas 15 cm et peut être expliquée par la position de la fouille. L'une de ses faces est en effet séparée de la Seine par des fouilles adjacentes de profondeur similaire, formant écran. Le piézomètre Pz3, installé dans cette zone, contrairement aux autres piézomètres extérieurs, indique donc une charge d'eau légèrement inférieure.

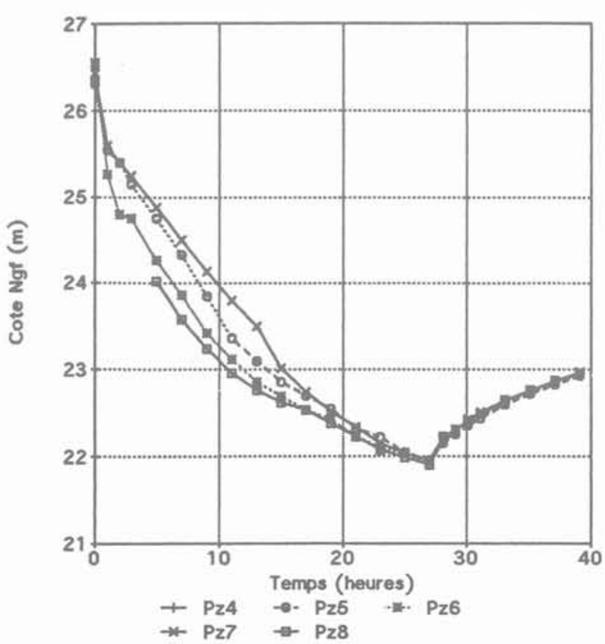


Fig. 4. — Niveau des piézomètres intérieurs Pz4 à Pz8.
Fig. 4. — Piezometric head of inside piezometers Pz4 to Pz8.

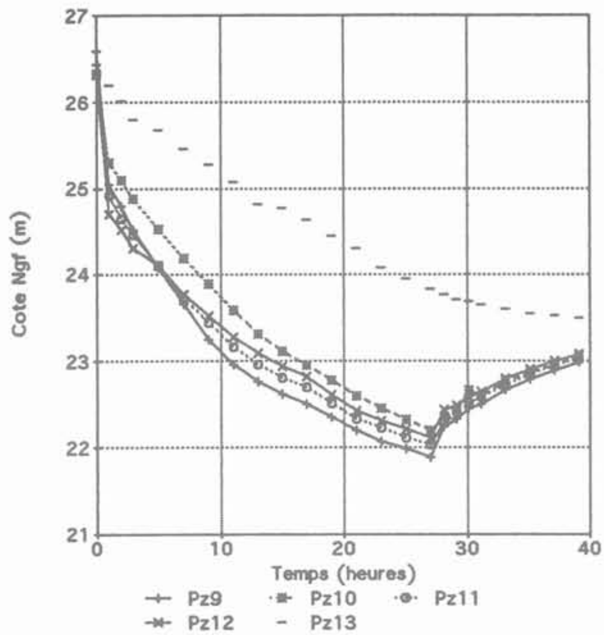


Fig. 5. — Niveau des piézomètres intérieurs Pz9 à Pz13.
Fig. 5. — Piezometric head of inside piezometers Pz9 to Pz13.

Pour les calculs, les niveaux moyens extérieurs seront pris égaux à la moyenne de Pz3 et de la moyenne de Pz1 et Pz2. Certaines valeurs sont manquantes, mais une interpolation linéaire parait raisonnable.

2.4.2. Niveaux intérieurs

Le piézomètre Pz13 réagit avec un très grand retard ; son niveau continue en effet à descendre pendant la remontée. Il ne sera pas pris en compte dans les calculs. Les autres piézomètres présentent en outre des courbes de rabattement très proches. Les calculs seront menés à partir d'un niveau piézométrique intérieur moyen pris égal à la moyenne des niveaux des piézomètres Pz4 à Pz12.

2.4.3. Calculs de débits

Les débits moyens, calculés sur chaque intervalle de temps à partir des relevés des compteurs volumétriques, s'établissent comme suit :

— entre 13 h 15 et 15 h 15 : 38,6 m^3/h ;

— entre 15 h 15 et 17 h 15 ; 33,5 m^3/h ;

— entre 17 h 15 et 19 h 15 : 27,6 m^3/h.

2.5. Interprétation

L'interprétation des résultats peut être décomposée en différentes phases : recherche d'un temps de relaxation puis d'une transmissivité réalistes, et déduction du débit résiduel, du coefficient d'emmagasinement du terrain et de la perméabilité du radier.

2.5.1. Calcul du temps de relaxation τ

Les calculs de τ sont menés pendant la période de remontée sur chaque intervalle de temps et la figure 6 montre son évolution en fonction du temps. La dernière valeur obtenue durant l'essai, la plus réaliste (voir paragraphe 3.3.1.), sera utilisée dans la suite des calculs : le temps de relaxation τ = 65 h.

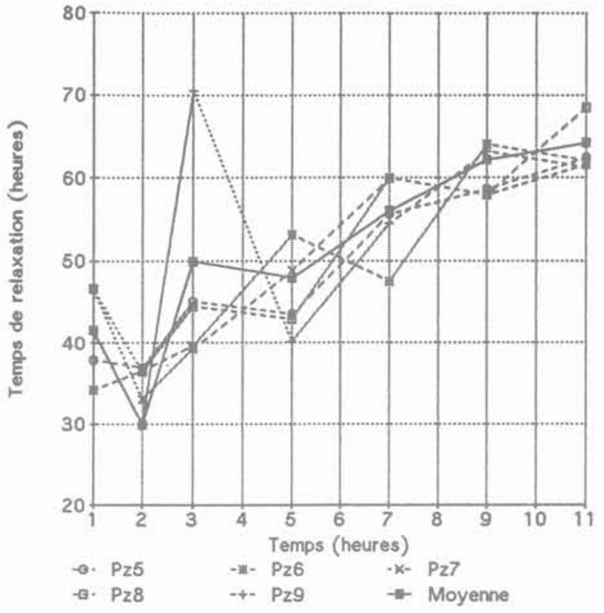


Fig. 6. — Evolution du temps de relaxation sur la période de remontée.
Fig. 6. — Evolution of the relaxation time over the head recovery period.

2.5.2. Calcul de la transmissivité T

T est calculé à partir des mesures faites lors de la période de pompage. Dans le cas présent, trois intervalles de temps ayant chacun une mesure de débit moyen permettent trois calculs de T.

On trouve, dans l'ordre chronologique et à 2 h d'intervalle, les valeurs suivantes :

$$T = 6{,}12 \ m^3/h/m$$
$$T = 4{,}28 \ m^3/h/m$$
$$T = 3{,}93 \ m^3/h/m$$

Les deux dernières valeurs sont du même ordre (différence de 0,35), et nettement inférieures à la première (différence moyenne de 2,02).

Or au début de l'essai, les pompes sont arrêtées afin d'installer les compteurs. Il s'opère alors un début de remontée ; le régime permanent du pompage est interrompu. Le niveau de la nappe remonte légèrement, mais en raison du temps de retard des piézomètres et de la reprise assez rapide du pompage, cette hausse n'est pas enregistrée.

A $t = 0$, s_0 est donc inférieur au s_0 mesuré, et par conséquent (voir équation 6), le T déduit est supérieur au T réel.

Pour l'évaluation de T, la première valeur est ignorée et la moyenne des deux autres donne une transmissivité de 4,1 $m^3/h/m$.

2.5.3. Calcul du débit résiduel Qr

En prenant $T = 4{,}1 \ m^3/h/m$, on trouve pour une nappe extérieure à 27 Ngf et un rabattement de 5 m une valeur de débit résiduel de 20,5 m^3/h.

2.5.4. Calcul du coefficient d'emmagasinement γ

Les calculs sont poursuivis avec la même valeur de T. γ est donné par la relation :

$$\gamma = \frac{T}{S} \cdot \tau$$

et l'on peut tracer la courbe de l'évolution de γ en fonction de la remontée de la nappe (voir fig. 7). Le coefficient γ semble tendre vers une valeur voisine de 16 %.

2.5.5. Calcul de la perméabilité K du radier

D'après la loi de Darcy,

$$Qr = K \cdot S \cdot i = K.S. \frac{dH}{ds}$$

soit :

$$K = \frac{Qr}{S} \cdot \frac{ds}{dH}$$

Dans le cas présent :

$Qr = 20{,}5 \ m^3/h$;
$S = 1\,670 \ m^2$;
ds = épaisseur du radier = 3 m ;
dH = 5 m ;

d'où une perméabilité K de 2.10^{-6} m/s.

3. DISCUSSION

Une analyse plus approfondie de l'essai de pompage réalisé sur le chantier d'Axe-Seine, ainsi que des autres essais effectués permet de définir d'une manière générale les conditions dans lesquelles doit se dérouler un essai de pompage et de mieux cerner la méthode d'interprétation des mesures.

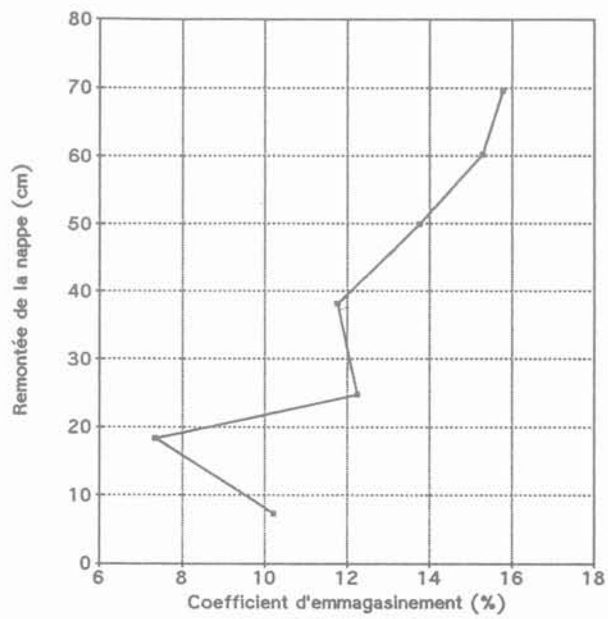


Fig. 7. — Evolution du coefficient d'emmagasinement en fonction de la remontée.
Fig. 7. — Evolution of the storage coefficient versus head recovery.

3.1. Le dispositif de pompage

3.1.1. Nombre de puits

Le nombre de puits à mettre en œuvre dépend de la nature des couches rencontrées et de la surface de la fouille, ainsi bien sûr que des délais impartis. Par exemple, pour une même surface on prévoira d'autant plus de puits, toutes choses égales par ailleurs, que le terrain sera moins perméable.

SICHARDT, sur des considérations de gradient hydraulique maximum liées au risque de désorganisation du terrain lors du pompage, a établi une formule permettant d'évaluer le débit maximal d'un puits [2] :

$$Q = 2.\pi.r.h \frac{\sqrt{K}}{15}$$

où : r = rayon du forage (m) ;
h = hauteur mouillée (m) ;
K = perméabilité du terrain dans lequel le puits est crépiné (m/s).

D'autre part, en fonction d'un nombre de puits prévu, (et donc d'une capacité globale de pompage), de certaines hypothèses sur le coefficient d'emmagasinement, et en prenant pour transmissivité la transmissivité objectif du point de vue contractuel, on peut calculer au moyen de l'équation (6) le temps nécessaire pour obtenir un rabattement donné. Ainsi, en fonction des délais prévus pour l'essai de pompage, on peut estimer le nombre optimum de pompes. Cependant, cette prévision ne donne de résultats fiables que lorsque le terrain est déjà connu, et en particulier lorsqu'on connait son coefficient d'emmagasinement à court terme.

3.1.2. Nombre de piézomètres et disposition

L'expérience montre que 1 à 2 piézomètres par puits sont suffisants.

Il est conseillé de les disposer le plus loin possible des puits, afin d'éviter de se trouver dans leur cône de rabattement, et donc de relever un niveau d'eau nettement inférieur au niveau réel de l'eau dans la fouille.

3.2. La procédure de l'essai

Les relevés

Procéder au relevé de tous les piézomètres et des compteurs des puits nécessite environ 15 min (pour un équipement similaire à celui décrit dans l'exemple présenté). Or l'intervalle de temps entre deux relevés est de 2 h, voire parfois 1. On comprend alors qu'il est important que ces relevés soient effectués toujours dans le même ordre, sous peine d'obtenir des allures de rabattement irrégulières et des écarts de débit. Une autre possibilité consiste à relever l'heure de chaque mesure, mais elle rend la production des graphiques et les calculs d'interprétation pénibles.

3.2.2. L'évaluation des débits

Elle doit être la plus précise possible, car c'est elle qui conditionne la validité de l'interprétation.

Une bonne évaluation des débits peut se faire, par exemple, à l'aide de compteurs volumétriques, qui permettent de calculer un débit moyen sur l'intervalle de temps entre deux mesures. Les mesures instantanées de débit (ex : par chronométrage du remplissage d'une cuve) sont à éviter, sauf si elles ont un rôle complémentaire, car elles ne sont pas toujours représentatives du débit pompé réel, du moins pas à la précision recherchée. En particulier, elles n'intègrent pas les arrêts accidentels de pompage.

L'estimation de la transmissivité T est directement proportionnelle à Qp pour un intervalle de temps t durant la période de pompage. Rappelons ici l'équation (6) ;

$$T = \frac{Qp}{s} \cdot \frac{1 - e^{-t/\tau}}{1 - \frac{s_o}{s} \cdot e^{-t/\tau}}$$

En conséquence, quelle que soit la finesse de l'analyse, la précision de l'estimation de la transmissivité sera directement fonction de la précision des mesures de débit.

3.2.3. Les incidents

Tous les incidents augmentent la difficulté d'interprétation, et c'est pourquoi les premières heures de pompage doivent être consacrées à vérifier le bon fonctionnement des puits, des compteurs et des piézomètres (réglage des débits de pompe pour éviter la mise à sec des puits, soufflage des piézomètres bouchés,...).

Cependant, comme il n'est pas possible de se protéger contre tous les aléas, il importe de noter en cours d'essai les facteurs susceptibles d'influencer son déroulement :
— arrêts éventuels de pompes (début et fin) ;
— orages, avec relevé de la hauteur d'eau tombée,...

3.3. L'interprétation

Dans un premier temps, des précisions seront apportées sur les valeurs du temps de relaxation et de la transmissivité, calculées dans les deux phases de calcul correspondant, la première à la période de remontée, la seconde à la période de pompage.

Par la suite, des considérations complémentaires sur le coefficient d'emmagasinement et le temps de retard des piézomètres permettront d'apporter des explications à certains phénomènes observés et d'affiner l'interprétation.

3.3.1. Le temps de relaxation

Les courbes de l'évolution du temps de relaxation pendant la période de remontée présentent deux particularités :

a. des variations d'amplitudes variables à court terme (2 à 4 h). Ces variations sont expliquées plus loin comme étant une conséquence des temps de retard ;

b. une croissance régulière vers une valeur limite.

Cette allure s'explique par la courbe de saturation du sol au-dessus du niveau d'eau dans la fouille, dont l'évolution pendant une période de régime transitoire est représentée sur la figure 8.

— En début de remontée, le terrain situé au-dessus du niveau de l'eau dans la fouille est encore très saturé : le degré de saturation varie entre le degré de saturation « au repos » du sol hors eau et 100 %. Le coefficient d'emmagasinement γ est faible, le temps de relaxation est donc sous-estimé.

— Au fur et à mesure de la remontée, le terrain supérieur au niveau d'eau s'essore de plus en plus et le coefficient d'emmagasinement γ augmente, ainsi que τ, qui tend vers sa limite.

Notons que le degré de saturation « au repos » n'est pas nul et dépend de la proportion d'eau liée dans le terrain considéré.

Les calculs de τ sont menés par intervalles de temps successifs, ce qui permet d'éviter l'influence des variations de début de remontée qui auraient pour effet d'en abaisser artificiellement la valeur.

De plus, la valeur de τ la plus réaliste, et que l'on utilise dans les calculs, est la dernière de l'essai puisque l'on s'approche le plus d'un régime permanent. Le tracé de la courbe d'évolution de τ en fonction du temps permet néanmoins de vérifier la croissance régulière du coefficient. Si celle-ci n'était pas observée, il serait imprudent de prendre la dernière valeur, qui pourrait s'avérer accidentellement élevée.

3.3.2. La transmissivité

L'exemple du chapitre 2 a montré que la transmissivité globale de la fouille, telle que définie en 1.2, était en fait légèrement variable. Ces variations semblent aléatoires (pas de corrélation avec le temps ou un autre paramètre) et sont dues aux incertitudes sur les données mesurées, niveaux et débits. Il est cependant aisé de définir un intervalle d'encadrement de la transmissivité de la fouille, ou encore une valeur moyenne.

Comparons maintenant l'évolution de la transmissivité T et du débit spécifique Qp/s en fonction du temps. En prenant l'exemple du chantier d'Axe-Seine, bâtiment E.F.G., pour lequel les mesures de débits sont nombreuses, on obtient la courbe de la figure 9.

La courbe de débit spécifique est décroissante en fonction du temps et a pour asymptote la droite $y = T$, ce qui était prévisible compte tenu de l'équation (4) écrite sous la forme :

$$\frac{Qp}{s} = T + \gamma \, . \, S \cdot \frac{ds}{dt}$$

On remarque qu'à l'échelle des variations de débit spécifique, celles de T sont très faibles : la variation relative $(\Delta T/\Delta(Qp/s))$ est en effet de 1,2 %.

On peut considérer que la valeur de T est constante, et ce dès le début du pompage ; sur les 40 h, on

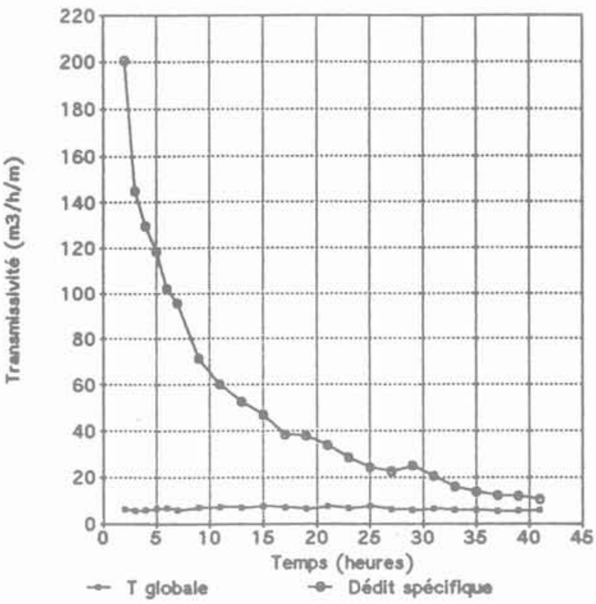


Fig. 9. — Comparaison entre la transmissivité globale et le débit spécifique en fonction du temps.
Fig. 9. — Comparaison between the bulk transmissivity and the specific yield versus time.

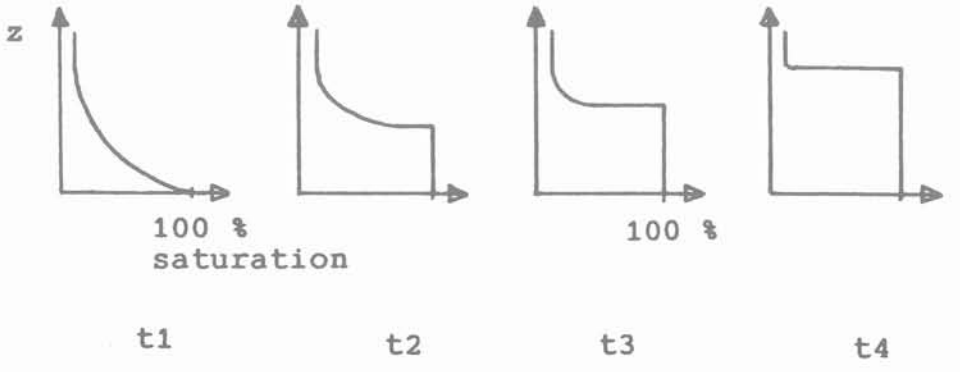


Fig. 8. — Evolution du coefficient de saturation du sol pendant la remontée.
Fig. 8. — Evolution of the water content of the soil during the head recovery.

calcule une moyenne de 6,6 $m^3/h/m$ et un écart-type de 0,6.

La courbe de débit spécifique ne permet pas une analyse du même type, les valeurs variant très sensiblement en fonction du temps. Au bout de 40 h, la valeur de Qp/s obtenue est encore supérieure de 60 % à la moyenne de T.

Cette analyse montre clairement que, même lors d'un essai de pompage où l'on se rapproche de la stabilisation du niveau d'eau intérieur sous pompage, des déductions de débit résiduel faites à partir de la valeur finale de Qp/s seraient largement surestimées, et a fortiori lors d'un essai dont la période de pompage s'arrête bien avant la stabilisation.

Une interprétation basée sur un calcul de transmissivité globale permet, au contraire, d'évaluer en quelques heures une valeur quasiment constante.

3.3.2. Coefficient d'emmagasinement

Il subit le même type de variations que le temps de relaxation car il lui est proportionnel. Ces variations sont de deux types :

— Variations en fonction de la nature du sol

Il est clair que le coefficient d'emmagasinement varie en fonction du terrain et de son hétérogénéité.

Dans l'essai proposé, aucune hypothèse n'est prise sur ce coefficient. Cependant, les valeurs qui sont déduites de l'interprétation représentent en réalité des valeurs locales de ce coefficient (sur la hauteur de la remontée). L'attribution de ce coefficient à toute la couche dans laquelle s'est déroulé l'essai doit être validée par la connaissance de son homogénéité.

En tout état de cause, il serait très délicat de tirer des conclusions d'un essai dont la remontée s'est effectuée sur deux horizons géologiques différents.

— Evolution en fonction temps

On mesure le coefficient d'emmagasinement pendant la période de remontée et l'on s'aperçoit qu'il augmente, ce que l'on explique par l'essorage du terrain.

Dans l'exemple du chapitre 2, l'essai se déroulait dans une couche d'alluvions anciennes et l'essorage du terrain était presque terminé au bout de 8 h, le coefficient d'emmagasinement tendant vers une valeur de 16 %.

Sur un autre chantier présentant les mêmes couches géologiques, la même valeur de γ a été retrouvée. Des essais en régime non-équilibré interprétés au moyen de méthodes de type Theis ou Jacob fournissent, d'autre part, dans le cas d'alluvions, des valeurs de coefficient d'emmagasinement comprises entre 10 et 20 % [1].

Par contre, sur les chantiers de l'Aérospatiale à Suresnes ou du nouveau siège de TF1 à Boulogne, les alluvions concernées étaient des alluvions modernes à tendance limoneuse, qui ont montré un essorage beaucoup plus lent. Sur le graphique de l'évolution de γ en fonction de la remontée, on a pu observer une courbe à très faible pente ne présentant pas d'asymptote. Les valeurs de fin d'essai du coefficient d'emmagasinement étaient de l'ordre de 3 à 4 % ; mais, l'essorage n'étant pas terminé, aucune valeur raisonnable du coefficient d'emmagasinement réel ou à long terme de la couche concernée ne pouvait être déduite.

3.3.3. Analyse qualitative des temps de retard

Au cours d'un essai, la piézométrie observée présente parfois des irrégularités : si d'une manière générale les courbes de rabattement des piézomètres sont très similaires, certaines ne suivent pas l'allure générale. On dit alors que les piézomètres concernés ont sur les autres un temps de retard, ou temps de réponse.

Ce temps de retard est une formulation simple pour exprimer un phénomène très complexe dans lequel peuvent intervenir de nombreux facteurs que nous allons tenter d'identifier et de classer.

Cette étude permettra, lors d'un essai de pompage, de donner une explication plausible du comportement divergent de certains piézomètres d'une part, et d'autre part de prendre les mesures qui s'imposent au niveau de l'interprétation.

a. Les causes

On peut en identifier au moins trois, qui s'ajoutent l'une aux autres ;

— le retard intrinsèque des piézomètres ; leur nature même implique en effet la nécessité d'une différence de pression entre le piézomètre et la nappe pour que celui-ci réagisse ;

— le retard caractéristique des piézomètres, dû au mode d'exécution du forage, aux caractéristiques de la crépine (% d'ouverture, épaisseur des fentes), à la nature du filtre,...

— le retard du niveau même de l'eau en certains endroits de la fouille, dû à un essorage plus lent (perméabilité plus faible localement, présence d'écrans tels que barrettes, zone éloignée des puits de pompage...).

Cette classification est théorique et il est difficile en pratique de faire la part de chacune des causes possibles.

b. Différents types d'anomalies piézométriques

— Certains piézomètres sont « bloqués » ; ils ne descendent pas ou presque pas durant la période de pompage.

Il suffit souvent de les souffler pour qu'ils reprennent petit-à-petit (il y a toujours un temps de retard) l'allure générale du rabattement.

— Le niveau d'autres piézomètres reste significativement supérieur au niveau moyen. La période de remontée permet en général d'expliquer leur comportement : le pompage étant arrêté, si le niveau de ces piézomètres continue à descendre, alors que celui de tous les autres remonte, cela signifie qu'ils ont un important temps de retard, qui peut être dû aux différentes causes exposées en a.

C'est le cas du piézomètre 13 de l'exemple cité qui a continué de baisser alors que le pompage était arrêté ; tant que son niveau était au-dessus du niveau général, il n'a pas rattrapé son retard. Dans ce cas particulier, l'éloignement du piézomètre 13 de la zone de pompage semble être la cause du retard.

c. Mesures à prendre lors de l'interprétation

L'interprétation de l'essai étant basée sur l'hypothèse d'une nappe plane à l'intérieur de la fouille, l'évaluation de son niveau est représentée par la moyenne des niveaux des piézomètres. Il est clair que la prise en compte des piézomètres retardés a pour effet d'augmenter artificiellement ce niveau moyen, de diminuer le rabattement, et enfin de majorer le débit résiduel. Lorsqu'il apparait que certains piézomètres ne suivent pas l'allure générale en raison d'un important temps de retard, comme c'était le cas du piézomètre Pz13 de l'exemple, il convient de les ignorer dans les calculs d'interprétation, tout en s'assurant qu'ils tendent à rattraper leur retard durant la période de remontée.

d. Effet des temps de retard en phase transitoire

Le paragraphe précédent règle le problème des piézomètres ayant des temps de retard relatifs importants. Cependant la moyenne des niveaux des piézomètres présente par rapport au niveau réel de la nappe un certain temps de retard, qui n'est pas éliminé dans l'interprétation, notamment dû au retard intrinsèque des piézomètres. En régime « permanent », ce temps de retard ne semble pas gênant : il se traduit par un décalage de l'origine des temps, (or l'interprétation est basée sur des calculs par intervalle) et par de faibles variations.

Par contre, en régime transitoire, comme c'est le cas au début de la remontée, deux phénomènes se superposent :

— le temps de retard des piézomètres, qui se transforme en avance, en raison du changement de direction du mouvement du niveau d'eau à l'intérieur de la fouille ;

— l'essorage du terrain.

Au début de la remontée, le niveau dans le piézomètre est supérieur au niveau de la nappe. En conséquence, malgré l'arrêt du pompage et le fait que la nappe remonte, le piézomètre continue d'exprimer une baisse de niveau. Le niveau du piézomètre passe ensuite par une phase de « stabilisation artificielle, au moment où le niveau d'eau réel et le niveau du piézomètre sont identiques (cela se traduit par un temps de relaxation infini, négatif puis positif).

L'eau continue de monter et le piézomètre reprend son retard.

Puis, le niveau d'eau tend à se stabiliser dans la fouille. La courbe de l'évolution du niveau piézomètre passe donc par un point d'inflexion qui se traduit par un minimum sur la courbe du temps de relaxation.

On arrive alors dans une phase de régime quasi-permanent où le temps de retard ne s'exprime plus lors de considérations par intervalles de temps.

Par contre, l'influence de l'essorage, masquée jusqu'alors, subsiste et permet d'expliquer l'augmentation régulière du temps de relaxation : l'essorage a pour effet de diminuer artificiellement τ, qui tend vers sa valeur limite à mesure que l'essorage s'atténue.

Ces considérations permettent d'expliquer les variations de forte amplitude du début de remontée.

D'autre part, la durée de ces variations est aussi une borne supérieure du temps de retard global des piézomètres (3 h dans le cas de l'exemple, et entre 2 et 4 h d'une façon générale).

Une simulation a été faite en prenant l'hypothèse d'un temps de retard global des piézomètres de 30 min, et une même forme de courbe que celle de l'exemple a été obtenue, confirmant l'analyse précédente du phénomène.

Dès lors il est important, lors de l'essai de pompage, de prolonger les mesures de la remontée après l'observation de pics, qui peuvent représenter une surestimation de τ et ainsi conduire à une sous-estimation du débit résiduel.

Pour la suite, l'interprétation se base naturellement sur la dernière valeur de τ obtenue (voir explication en 2.).

CONCLUSION

La méthode d'essai et d'interprétation décrite dans cet article répond au besoin nouveau d'évaluer un débit résiduel dans une enceinte fermée, ce que les essais classiques de pompage, adaptés aux espaces semi-infinis, n'étaient pas en mesure de fournir.

La méthode proposée, validée par la vérification d'une hypothèse fondamentale : la constance de la transmissivité de la fouille, a en outre pu être testée sur divers chantiers, où elle s'est avérée très satisfaisante, tant à court qu'à plus long terme.

Il est cependant important de rappeler que la précision de cette méthode est tributaire de celle des mesures faites sur le chantier, et que ces dernières doivent avant toute interprétation être examinées avec attention.

D'autre part, lors du début de la seconde partie de l'essai, c'est-à-dire la remontée, on observe durant quelques heures des phénomènes transitoires qui ne sont pas pris en compte dans le modèle. Il est donc indispensable de poursuivre l'essai au-delà de cette période.

Enfin, l'essai proposé est pleinement compatible avec les conditions de chantier, et présente l'avantage d'être précis et rapide.

BIBLIOGRAPHIE

[1] CASTAGNY G. (1963), *Traité pratique des eaux souterraines,* Dunod.

[2] MAYER A. (1954), *Les terrains perméables,* Dunod.

Stabilité d'une cellule de gabion sous poids propre

Stability analysis of a cofferdam cell

L. DORMIEUX
Laboratoire de Mécanique des Solides*
C. DELAURENS
Ecole Nationale des Ponts et Chaussées**

Rev. Franç. Géotech. n° 55, pp. 47-61 (avril 1991)

Résumé

Les gabions cellulaires sont des ouvrages fréquemment rencontrés en site aquatique où ils sont utilisés pour la réalisation de batardeaux et de travaux de soutènement. En s'appuyant sur la théorie du calcul à la rupture, on présente une analyse de la stabilité d'une cellule de gabion au terme de la phase de construction, sous l'action des forces de pesanteur.

On fournit un encadrement du poids volumique extrême du matériau de remblai en fonction des capacités de résistance de ce dernier et de la résistance à l'arrachement des serrures de palplanches. On examine successivement le cas d'un remblai constitué d'un matériau cohérent et celui d'un remblai constitué d'un matériau frottant.

L'approche proposée prend en compte le caractère tridimensionnel de la géométrie de la structure. Elle permet une relecture critique de méthodes classiques de dimensionnement.

Abstract

Cellular cofferdams are frequently used in marine environment for construction in the dry. The stability of a cell subjected to gravity forces at the end of the filling stage is analysed using the yield design theory.

Lower and upper bound estimates of the critical unit weight of the fill material are derived. They depend on the material's yield criterion and on the maximum allowable interlock tension. The case of a purely frictional fill material and the case of a purely cohesive fill material are both considered.

The proposed approach accounts for the threedimensional geometry of the problem. A critical review of classical design methods is also presented.

* Ecole Polytechnique, 91128 Palaiseau Cedex.
** Le Central 2, La Courtine, 93167 Noisy-le-Grand.

1. INTRODUCTION

Les gabions cellulaires sont des ouvrages de génie civil fréquemment rencontrés dans les travaux en site aquatique. Ils sont utilisés dans la réalisation d'ouvrages de soutènement, de batardeaux ou de ducs d'Albe. Ils sont constitués d'un assemblage de cellules identiques juxtaposées et solidarisées les unes aux autres. Chaque cellule se compose d'une enceinte cylindrique formée de palplanches et remplie par un matériau de remblai.

La tenue de ces ouvrages est assurée simultanément par les capacités de résistance du matériau de remblai qui est contraint à la périphérie par le rideau de palplanches, et par celles du rideau lui-même. Elle résulte de l'interaction entre remblai et rideau, dont l'analyse mécanique de la cellule doit rendre compte. Dans le calcul de ces ouvrages, il faut donc prendre en considération à la fois les risques d'instabilité externe (poinçonnement, basculement ou glissement d'ensemble) et ceux d'instabilité interne (rupture de la structure mixte).

L'état actuel des connaissances dans le domaine des gabions est caractérisé par la diversité des théories qui ont été proposées. Dans certains cas, la comparaison des règles de dimensionnement auxquelles elles conduisent révèle des différences significatives. A ce jour, aucune approche n'a su s'imposer.

Dans le sens d'une analyse mécanique plus satisfaisante, une première voie consiste à tenter de résoudre numériquement le problème en déplacements par la méthode des éléments finis, ce qui requiert la donnée d'une loi de comportement pour les matériaux d'enceinte et de remblai (CLOUGH et al., 1987). Dans cette direction, la nature tridimensionnelle de la géométrie de la structure constitue une difficulté importante.

De plus, dans la pratique, la connaissance du comportement dont on dispose tant sur le matériau de remblai que sur les interfaces se limite souvent à la description des capacités de résistance, c'est-à-dire la donnée d'un critère de rupture. La théorie du calcul à la rupture fournit l'outil qui permet d'exploiter complètement ce type d'information dans un cadre mécanique rigoureux.

On se propose à présent d'en illustrer l'emploi sur le problème de la stabilité d'une cellule élémentaire soumise à son poids propre, à l'exclusion de tout autre effort.

2. PRINCIPE DE LA THÉORIE DU CALCUL A LA RUPTURE

2.1 Approches statique et cinématique

Ce paragraphe décrit succinctement les idées maîtresses du calcul à la rupture. Pour une présentation détaillée de cette théorie, on pourra se reporter aux travaux de J. SALENÇON (1983, 1990).

On considère un domaine matériel Ω soumis à une sollicitation caractérisée par la donnée d'un nombre fini de N paramètres de chargement. L'objet du calcul à la rupture est la détermination ou l'encadrement du domaine $\mathcal{K}$ de $\mathbb{R}^N$ constitué par les chargements dits potentiellement supportables. Par définition, il s'agit des chargements qu'il est possible d'équilibrer par un champ de contraintes compatible en tout point du domaine Ω avec les capacités de résistance du matériau constitutif. La frontière de $\mathcal{K}$ définit l'ensemble des chargements extrêmes.

En s'appuyant sur cette définition, on dispose donc en premier lieu d'une méthode directe, dite *statique* puisqu'elle est basée sur la construction de champs de contraintes, qui permet d'identifier un sous-ensemble du domaine $\mathcal{K}$ recherché. Cette méthode statique conduit ainsi à approcher $\mathcal{K}$ *par l'intérieur*.

Pour obtenir un encadrement de $\mathcal{K}$, on a recours à une méthode duale de la précédente, basée sur la construction de champs de vitesses virtuelles, et dite à ce titre *cinématique*. Elle consiste à comparer, dans un champ de vitesses $\underline{v}$ cinématiquement admissible quelconque du problème, la valeur de la puissance des efforts extérieurs appliqués à Ω, notée $\mathcal{P}_{ext}(\underline{v})$, avec la puissance que peut opposer le domaine Ω au mouvement virtuel envisagé, du fait des capacités de résistance du matériau qui le constitue. Cette dernière, dite puissance résistante maximale, est définie de la manière suivante :

$$P(\underline{v}) = \int_{\Omega} \pi(\underline{x}, \underline{\underline{d}}(\underline{x}))\, d\Omega + \int_{\Sigma} \pi(\underline{x}, \underline{n}(\underline{x}), [\underline{v}(\underline{x})])\, d\Sigma \tag{1}$$

où $\underline{\underline{d}}$ désigne le tenseur taux de déformations associé à $\underline{v}$; Σ, les surfaces de discontinuité du champ $\underline{v}$, si elles existent ; $[\underline{v}(\underline{x})]$, la discontinuité du champ $\underline{v}$ au point $\underline{x}$ de Σ ; $\underline{n}(\underline{x})$, la normale unitaire à Σ au point $\underline{x}$.

Les fonctions π introduites dans l'expression de $P(\underline{v})$ sont entièrement définies par la donnée dans $\mathbb{R}^6$ du domaine $G(\underline{x})$ des contraintes admissibles au point $\underline{x}$ dans le cadre du critère utilisé, supposé convexe. Elles ont la forme suivante :

$$\pi(\underline{x}, \underline{\underline{d}}(\underline{x})) = \sup\, (\underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) : \underline{\underline{d}}(\underline{x}),\ \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) \in G(\underline{x})) \tag{2}$$

$$\pi(\underline{x}, \underline{n}(\underline{x}), [\underline{v}(\underline{x})]) = \sup\, ([\underline{v}(\underline{x})].\underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}).\underline{n}(\underline{x}),\ \underline{\underline{\sigma}}(\underline{x}) \in G(\underline{x})) \tag{3}$$

Pour tout champ de vitesses $\underline{v}$ cinématiquement admissible, le théorème cinématique fournit une condition nécessaire de stabilité à vérifier par la sollicitation sous la forme de l'inégalité $\mathcal{P}_{ext}(\underline{v}) \leq P(\underline{v})$.

Lorsque la sollicitation est définie dans le cadre d'un mode de chargement à N paramètres notés $\underline{Q} = (Q_i)_{1 \leq i \leq n}$, la puissance des efforts extérieurs dans le champ $\underline{v}$ prend la forme d'un produit scalaire :

$$\mathcal{P}_{ext}(\underline{v}) = \underline{Q}.\underline{\dot{q}}(\underline{v}) \tag{4}$$

qui fait apparaître le vecteur $\underline{\dot{q}}(\underline{v})$, appelé vitesse de déformation du système. Dans l'espace de dimension N des paramètres de chargements, l'inégalité

$\mathcal{P}_{ext}(\underline{v}) \leq P(\underline{v})$ délimite deux demi-espaces séparés par l'hyperplan d'équation $\underline{Q} \cdot \underline{\dot{q}}(\underline{v}) = P(\underline{v})$. Le demi-espace $\underline{Q} \cdot \underline{\dot{q}}(\underline{v}) > P(\underline{v})$ correspond à des chargements qui ne sont pas supportés par le domaine Ω (voir fig. 1).

Pour chaque choix d'un mécanisme de rupture, c'est-à-dire pour chaque champ de vitesses $\underline{v}$ cinématiquement admissible, le demi-espace $\underline{Q} \cdot \underline{\dot{q}}(\underline{v}) \leq P(\underline{v})$ fournit une approche dite *par l'extérieur*, c'est-à-dire un sur-ensemble du convexe $\mathcal{K}$ des chargements potentiellement supportables. Dans la pratique, on examine en général plusieurs mécanismes et l'on détermine l'intersection de ces demi-espaces. On observera que l'application du théorème cinématique n'est fructueuse que dans le cas où la fonctionnelle $P(\underline{v})$ est bornée, ce qui assujettit le champ des vitesses virtuelles $\underline{v}$ à vérifier des conditions dépendant du critère de rupture adopté.

2.2. LIEN AVEC LES MÉTHODES DE DIMENSIONNEMENT CLASSIQUES

Les méthodes de dimensionnement classiques d'une cellule sous l'action des forces de pesanteur au terme de la phase de remplissage sont de type statique (voir par exemple NAVDOCKS DM, 1986). Le principe en est rappelé brièvement ci-après en se plaçant, pour simplifier, dans le cas d'une cellule cylindrique circulaire posée sur un substratum rigide en l'absence d'eau (fig. 2a).

En négligeant le frottement entre le rideau et le remblai, on admet tout d'abord que la verticale (axe Oz) est, en tout point, une direction principale du tenseur des contraintes et que le rideau est soumis, de la part du remblai, à un champ de pressions p(z), fonction de la profondeur dans la cellule. La première hypothèse fixe la valeur de la contrainte verticale σ_{zz}, qui vaut donc $\gamma_r z$, où γ_r désigne le poids volumique du matériau de remblai.

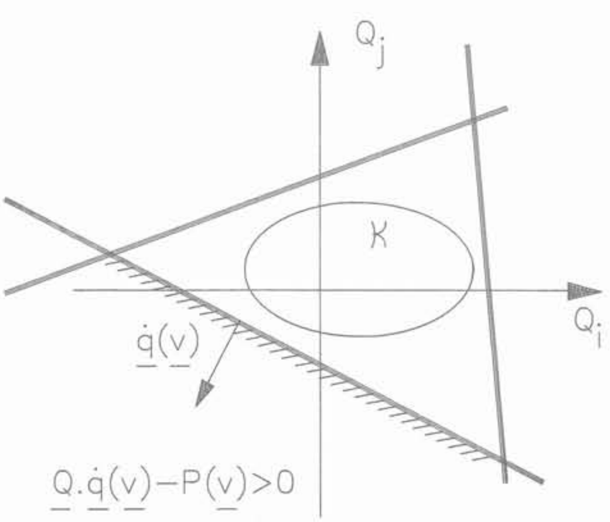


Fig. 1. — Approche cinématique.
Fig. 1. — Kinematic approach.

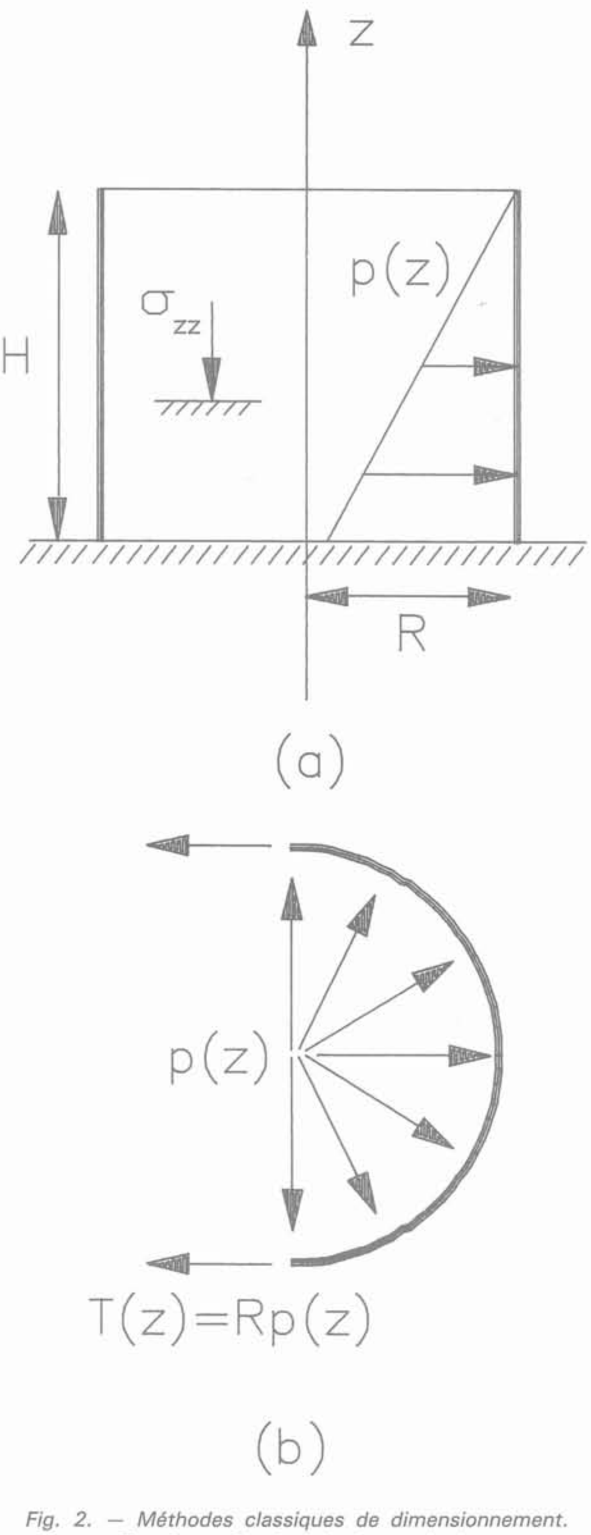


Fig. 2. — Méthodes classiques de dimensionnement.
Fig. 2. — Classical design methods.

On introduit alors usuellement un coefficient K, dit de poussée des terres, défini classiquement par l'égalité $p(z) = K|\sigma_{zz}|$. La traction T(z) dans les serrures par unité de longueur est déterminée par des considérations sur l'équilibre d'une coque mince cylindrique circulaire de rayon R sous pression, qui conduisent à $T(z) = p(z)R$ (formule dite « des chaudronniers », (fig. 2b). La traction limite T_o par unité de longueur de serrures étant donnée, on peut enfin calculer un coefficient de sécurité F vis-à-vis du risque de rupture par arrachement des serrures au moyen de la relation $F = \inf_z (T_o/T(z)) = T_o/(K\gamma_r RH)$, dans laquelle H désigne la hauteur de remblai.

Avec la notation $\gamma_r^* = \frac{1}{K}(T_o/RH)$, on remarquera que F n'est autre que le rapport γ_r^*/γ_r. En accord avec la définition d'un coefficient de sécurité, γ_r^* apparait donc comme le poids volumique maximal supportable par la structure. Certains aménagements de la démarche précédente sont proposés lorsque les palplanches sont fichées dans le substratum.

La difficulté d'emploi du coefficient de sécurité F ou de la grandeur γ_r^* réside dans le fait que le choix du coefficient K est arbitraire ou empirique. Ainsi, les valeurs attribuées à K dans la littérature varient selon les auteurs. Par exemple, SCHNEEBELI et al. (1957) proposent de fixer K à la valeur du cofficient de poussé limite K_a. LACROIX et al., (1970) et NAVDOCKS DM (1986) recommandent plutôt la valeur K = 0,4, ce qui conduit selon les cas à un coefficient de sécurité plus ou moins élevé qu'avec $K = K_a$. Il est donc légitime de s'interroger sur le bien-fondé de la terminologie de « coefficient de sécurité ».

Une reformulation du raisonnement précédent dans le cadre de l'approche par l'intérieur du calcul à la rupture sera présentée aux paragraphes 4.1. et 5.1., respectivement pour un remblai cohérent ou frottant. On verra qu'elle conduit à des conditions suffisantes de stabilité potentielle.

3. LE PROBLÈME POSÉ

3.1. Modélisation de la géométrie

Du point de vue géométrique, on modélise l'enceinte de palplanches par un tube circulaire de hauteur H, de rayon intérieur R, de rayon extérieur R+e, et d'axe Oz (voir fig. 3 a), avec la condition $e \ll R$. Le tube est constitué de n palplanches identiques. La palplanche n° i occupe dans cette enceinte l'espace compris entre les plans verticaux passant par l'axe du cylindre et formant avec le plan Oxz respectivement les angles $2(i-1)\frac{\pi}{n}$ et $2i\frac{\pi}{n}$ (voir fig. 3 b). Le remblai occupe à l'intérieur de l'enceinte un cylindre circulaire de rayon R et de hauteur H. L'ensemble de la cellule est posé sur le substratum rigide.

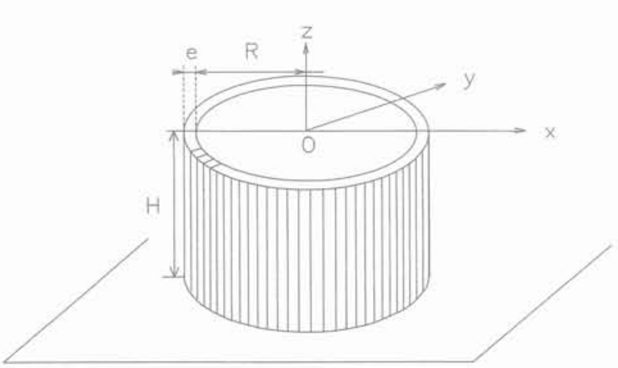


Fig. 3a. — Géométrie de la cellule.
Fig. 3a. — Geometry of the cell.

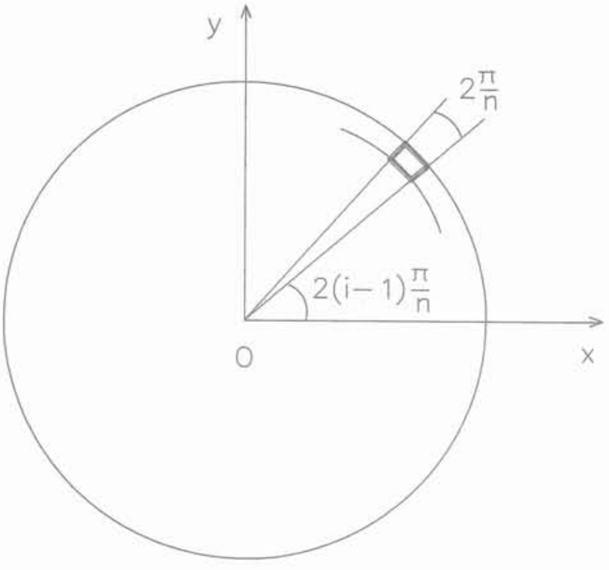


Fig. 3b. — Repérage de la palplanche n° i.
Fig. 3b. — Geometry of the sheetpile assemblage.

3.2. Le chargement

On s'intéresse à la stabilité de la cellule ainsi décrite au terme de la phase de construction. Le système mécanique considéré est constitué par le substratum et la cellule. Les faces latérale et supérieure de la cellule ainsi que le domaine du plan z = −H en dehors du disque $r \leq R+e$ sont libres de contraintes. Les forces de gravité sont donc les seules forces extérieures. Elles sont caractérisées par les poids volumiques γ_s, γ_r et γ_a, respectivement du substratum, du matériau de remblai et de l'acier.

3.3. Modélisation des capacités de résistance

On utilise dans ce document la convention de signe consistant à compter positivement les contraintes de traction.

La description des capacités de résistance est faite au moyen de critères de rupture se rapportant d'une part aux matériaux constituant le remblai, les palplanches et le substratum, d'autre part aux différentes interfaces.

Deux grandes classes de remblais seront examinées successivement aux paragraphes 4 et 5. Ils sont désignés respectivement par les qualificatifs « purement cohérent » et « purement frottant ».

Remblai purement cohérent

Le critère de rupture du matériau de remblai est un critère de Tresca défini par la cohésion C_r :

$$f_r(\underline{\underline{\sigma}}) = \sup_{i,j}(\sigma_i - \sigma_j - 2C_r) \leq 0 \quad (5)$$

Remblai purement frottant

Le critère de rupture du matériau de remblai est un critère de Mohr-Coulomb. On note ϕ_r l'angle de frottement interne :

$$f_r\,(\underline{\underline{\sigma}}) = \sigma_1 - \sigma_3 + (\sigma_1 + \sigma_3)\sin\phi_r \qquad (6)$$

où σ_1 et σ_3 désignent respectivement les valeurs principales majeure et mineure du tenseur des contraintes $\underline{\underline{\sigma}}$.

Substratum et palplanches

Les capacités de résistance des matériaux constituant le substratum et les palplanches seront supposées infinies.

Les interfaces

— Le critère d'interface entre les palplanches n° i et n° i+1 est destiné à modéliser les capacités de résistance des serrures par lesquelles ces palplanches sont solidarisées. L'interface occupe géométriquement un rectangle de hauteur H et de largeur e, situé dans le plan par O et parallèle aux vecteurs :

$$\underline{e}_r = \underline{e}_x \cos\frac{2i\pi}{n} + \underline{e}_y \sin\frac{2i\pi}{n}$$

et $\underline{e}_z$ (voir fig. 4). L'expression du critère est la suivante :

$$f_p\,(\underline{T}) = \sup\,(\underline{T}\,.\,\underline{e}_\Theta - T_o/e) \leq 0 \qquad (7)$$

La grandeur T_o(en $N.m^{-1}$) est une donnée caractérisant la résistance de la serrure. Le vecteur $\underline{T}$ désigne le vecteur-contrainte agissant sur l'interface. Le critère adopté consiste donc à imposer une limite supérieure à la contrainte normale, sans restriction (à défaut de données) sur les composantes tangentielles de ce vecteur.

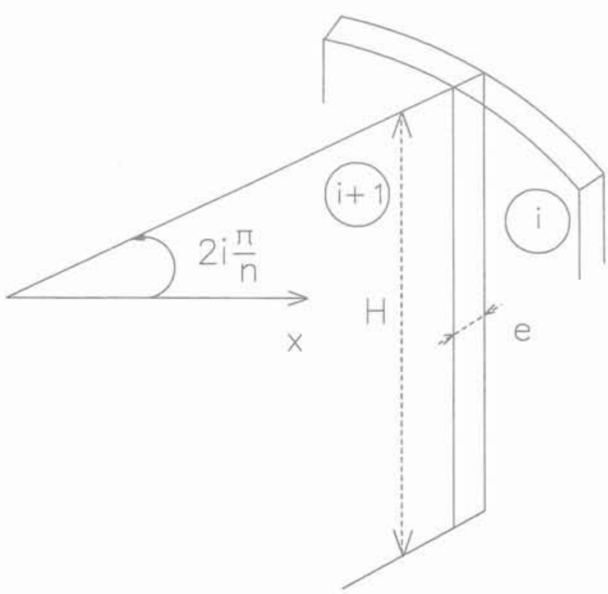


Fig. 4. — Interface entre les palplanches n° i et i+1.
Fig. 4. — Interface between sheet piles n° i and i+1.

— Interface entre le substratum et les palplanches :

$$f_{sp}(\underline{T}) = \sup(|\underline{\tau}|,\ \sigma_n) \leq 0 \qquad (8)$$

— Interface entre le substratum et le remblai :

$$f_{rs}(\underline{T}) = \sup(|\underline{\tau}|,\ \sigma_n) \leq 0 \qquad (9)$$

— Interface entre le remblai et les palplanches :

$$f_{rp}(\underline{T}) = \sup(|\underline{\tau}|,\ \sigma_n) \leq 0 \qquad (10)$$

où $\underline{\tau} = \underline{T} - (\underline{T}\,.\,\underline{n})\,\underline{n}$ et $\sigma_n = \underline{T}\,.\,\underline{n}$ désignent les composantes du vecteur-contrainte $\underline{T}$, respectivement tangentielle et perpendiculaire à l'interface de normale $\underline{n}$. Ces trois derniers critères correspondent à une interface lisse, la composante $\underline{\tau}$ du vecteur-contrainte étant assujettie à être nulle, et sans résistance à la traction, la composante normale σ_n du même vecteur devant être négative (voir fig. 5).

3.4. Remarques générales

On observera que l'hypothèse consistant à admettre que les capacités de résistance de l'acier constituant les palplanches sont infinies impose pour la suite que la cinématique de chaque palplanche prise isolément soit définie par un mouvement rigidifiant pour lequel la déformation est nulle en tout point. Tout autre choix conduirait à une contribution infinie des palplanches à la puissance résistante maximale de la structure.

L'hypothèse identique formulée pour le substratum indique que les mécanismes de rupture de la cellule impliquant le substratum (poinçonnement, glissement circulaire, etc.) ne sont pas pertinents, pour les mêmes raisons.

Le choix d'interfaces toutes lisses et sans résistance à la traction est manifestement conservatif, au sens où il consiste à négliger la mobilisation d'un frottement ou d'une cohésion entre les divers constituants de la structure. Il est motivé notamment par la difficulté rencontrée dans l'évaluation des caractéristiques des interfaces. La fonction $\pi(\underline{V})$ de la discontinuité au niveau d'une telle interface est définie de la manière suivante :

$$\pi(\underline{V}) = +\infty \text{ si } \underline{V}\,.\,\underline{n} = V_n < 0 \qquad (11a)$$

$$\pi(\underline{V}) = 0 \text{ si } \underline{V}\,.\,\underline{n} = V_n \geq 0 \qquad (11b)$$

Ce résultat signifie que les cinématiques relatives des divers constituants de la structure doivent être construites *sans interpénétration* (voir fig. 5).

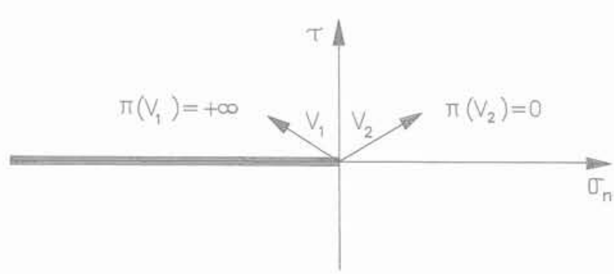


Fig. 5. — Interface lisse sans résistance à la traction.
Fig. 5. — Smooth interface with zero tensile strength.

Il peut être tentant de réduire la définition du système mécanique à la cellule elle-même. L'interface cellule-substratum devient alors une partie de la frontière du système, sur laquelle il faut définir des conditions aux limites, en imposant par exemple une condition de contact unilatéral sans frottement. Ce procédé présente l'avantage de permettre l'économie des critères f_{sp} et f_{rp}. De plus, dans les approches statiques, la construction des champs de contraintes se limite alors évidemment à la cellule. Toutefois, on observera que l'emploi de la méthode cinématique est alors restreint dans la pratique à des champs de vitesses assurant le contact bilatéral ($V_z = 0$) sur le plan $z = -H$. En particulier, un mécanisme tel que celui décrit au paragraphe 4.2.2., dans lequel la composante verticale de la vitesse des palplanches est non nulle en $z = -H$, ne pourrait être utilisé avec une telle définition du système. Par ailleurs, celle-ci n'est plus adaptée au problème posé dans le cas où les capacités de résistance du substratum ne sont plus supposées infinies.

4. ÉTUDE DE LA STRUCTURE COHÉRENTE

4.1. Approche statique

On a vu que la frontière du système étudié est libre de contraintes. Les données en efforts du problème sont donc caractérisées, a priori, par les poids volumiques γ_a, γ_r et γ_s, respectivement de l'acier, du sol de remblai et du matériau constituant le substratum. Il s'agit donc d'approcher le domaine $\mathcal{K}$ de $\mathbb{R}^3$ des triplets $(\gamma_a, \gamma_r, \gamma_s)$ potentiellement supportables.

Pour développer une approche statique de la frontière de $\mathcal{K}$, c'est-à-dire déterminer un sous-ensemble de $\mathcal{K}$, il convient en premier lieu de rappeler l'ensemble des conditions auxquelles est soumis un champ de contraintes statiquement admissible avec les données en efforts du problème ainsi posé.

Equations de champ :

— dans le remblai :

$$(r \in [0, R] ; z \in [-H, 0]) : \operatorname{div} \underline{\underline{\sigma}} - \gamma_r \underline{e}_z = \underline{0} \qquad (12a)$$

— dans l'enceinte :

$$(r \in [R, R+e] ; z \in [-H, 0]) : \operatorname{div} \underline{\underline{\sigma}} - \gamma_a \underline{e}_z = \underline{0} \qquad (12b)$$

— dans le substratum :

$$(z < -H) : \operatorname{div} \underline{\underline{\sigma}} - \gamma_s \underline{e}_z = \underline{0} \qquad (12c)$$

Conditions aux limites :

— face latérale de la cellule :

$$(r = R+e ; z \in [-H, 0]) : \underline{\underline{\sigma}} \cdot \underline{e}_r = \underline{0} \qquad (13a)$$

— face supérieure de la cellule :

$$(r \in [0, R+e] ; z = 0) : \underline{\underline{\sigma}} \cdot \underline{e}_z = \underline{0} \qquad (13b)$$

— domaine plan :

$$z = -H ; r > R+e : \underline{\underline{\sigma}} \cdot \underline{e}_z = \underline{0} \qquad (13c)$$

On se propose de construire une solution des équations précédentes (12a, b, c) et (13a, b, c), possédant la symétrie de révolution, telle qu'en tout point les directions principales du tenseur des contraintes soient les directions radiale, orthoradiale et verticale, et qui soit de plus compatible avec les capacités de résistance des matériaux et des interfaces.

En raison des hypothèses sur la symétrie et l'orientation des directions principales du champ de contraintes à construire, les équations de champ se réduisent à :

$$\frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial r} + \frac{\sigma_{rr} - \sigma_{\theta\theta}}{r} = 0 \qquad (14a)$$

$$\frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} = \begin{cases} \gamma_a & \text{dans les palplanches} \\ \gamma_r & \text{dans le remblai} \\ \gamma_s & \text{dans le substratum} \end{cases} \qquad (14b)$$

avec les conditions aux limites suivantes :

$$\begin{array}{ll} (\forall\, z \in [-H, 0]) & \sigma_{rr}(r = R+e, z) = 0 \\ (\forall\, r \in [0, R+e]) & \sigma_{zz}(r, z=0) = 0 \\ (\forall\, r \in]R+e, +\infty[) & \sigma_{zz}(r, z=H) = 0 \end{array} \qquad (15)$$

Enfin, les composantes σ_{rr} et σ_{zz} sont assujetties à être continues au passage des interfaces remblai/palplanches et cellule/substratum. On observera que les équations (14b) et (15) déterminent complètement les variations de la composante σ_{zz} dans le système :

$$\begin{array}{lll} \underline{z > 0} ; & r < R & \sigma_{zz} = \gamma_r z \\ & r \in [R, R+e] & \sigma_{zz} = \gamma_a z \end{array} \qquad (16)$$

$$\begin{array}{lll} \underline{z < 0} ; & r < R & \sigma_{zz} = \gamma_s(z+H) - \gamma_r H \\ & r \in [R, R+e] & \sigma_{zz} = \gamma_s(z+H) - \gamma_a H \\ & r > R+e & \sigma_{zz} = \gamma_s(z+H) \end{array}$$

Le problème différentiel défini par (14) et (15) comporte donc 2 fonctions inconnues σ_{rr} et $\sigma_{\theta\theta}$ des arguments r et z, qu'il s'agit de construire en sorte que le champ de contraintes soit compatible avec les capacités de résistances des matériaux mis en jeu.

Les capacités de résistance de l'interface cellule/substratum sont satisfaites indépendamment du choix de σ_{rr} et $\sigma_{\theta\theta}$, en raison du signe (< 0) de σ_{zz} en $z = -H$. De plus, celles du matériau constituant le substratum étant infinies, la construction du champ $\underline{\underline{\sigma}}$ peut en fait être limitée à la cellule. En effet, pour tout choix de σ_{rr} et $\sigma_{\theta\theta}$ dans la cellule, l'existence d'un prolongement statiquement admissible de $\underline{\underline{\sigma}}$ dans le substratum est assurée. Pour s'en convaincre, il suffit de vérifier que le champ (discontinu) défini ci-dessous dans le domaine $z < -H$, répond, entre autres, à la question :

$$\underline{\underline{\sigma}} = \mathcal{S}(z) \, [\underline{e}_r \otimes \underline{e}_r + \underline{e}_\theta \otimes \underline{e}_\theta] + \sigma_{zz} \, \underline{e}_z \otimes \underline{e}_z \qquad (17)$$

où la fonction $\mathcal{S}(z)$ peut être choisie arbitrairement. Un premier résultat de stabilité peut alors être obtenu simplement au moyen du champ de contraintes uniaxial suivant :

$$\begin{array}{ll} \underline{\underline{\sigma}} = \gamma_r z \, \underline{e}_z \otimes \underline{e}_z & \text{dans le remblai} \\ \underline{\underline{\sigma}} = \gamma_a z \, \underline{e}_z \otimes \underline{e}_z & \text{dans l'enceinte} \end{array} \qquad (18)$$

dont la discontinuité en $r = R$ est statiquement admissible. Introduisant le paramètre de chargement adimensionnel $k = \gamma_r H/C_r$, on observe que ce champ est compatible avec les capacités de résistance de la cellule dès lors que $k \leq 2$. Notant k^+ la borne supérieure des valeurs de k potentiellement supportables, on dispose donc de l'inégalité :

$$k^+ \geq 2 \tag{19}$$

Notant de même γ_r^+ la borne supérieure des valeurs de γ_r potentiellement supportables, (19) peut être réexprimée de manière équivalente par :

$$\gamma_r^+ \geq 2\, C_r/H \tag{19 bis}$$

On examine maintenant la stabilité potentielle de cellules pour lesquelles $H \geq 2\, C_r/\gamma_r$. On commence par définir le champ $\underline{\underline{\sigma}}$ dans le remblai de la manière suivante :

$$\begin{aligned} z > -2C_r/\gamma_r &: \underline{\underline{\sigma}} = \gamma_r\, z\, \underline{e}_z \otimes \underline{e}_z \\ -H < z < -2C_r/\gamma_r &: \underline{\underline{\sigma}} = \\ \gamma_r \{(z + 2C_r/\gamma_r)\, [\underline{e}_r \otimes \underline{e}_r + \underline{e}_\theta \otimes \underline{e}_\theta] &+ z\, \underline{e}_z \otimes \underline{e}_z\} \end{aligned} \tag{20}$$

La donnée de deux expressions distinctes de σ selon les valeurs de z est rendue nécessaire par l'absence de résistance à la traction de l'interface remblai-palplanches. Il est immédiat de vérifier qu'il est compatible avec les capacités de résistance du matériau de remblai. Dans l'enceinte, on distingue de même selon la valeur de z :

$$z > -2C_r/\gamma_r : \underline{\underline{\sigma}} = \gamma_a\, z\, \underline{e}_z \otimes \underline{e}_z \tag{21a}$$

$-H < z < -2C_r/\gamma_r$: on recherche $\underline{\underline{\sigma}}$ sous la forme suivante :

$$\begin{aligned} \underline{\underline{\sigma}} = (a(z) + b(z)/r^2)\, \underline{e}_r \otimes \underline{e}_r &+ \\ (a(z) - b(z)/r^2)\, \underline{e}_\theta \otimes \underline{e}_\theta &+ \gamma_a\, z\, \underline{e}_z \otimes \underline{e}_z \end{aligned} \tag{21b}$$

Les valeurs de a(z) et b(z) sont obtenues en écrivant la condition de continuité de σ_{rr} en $r = R$, et la condition aux limites (13a) en $r = R+e$. Il vient :

$$\begin{aligned} a(z) &= \frac{-b(z)}{(R+e)^2} \\ b(z) &= \frac{\gamma_r(z + 2C_r/\gamma_r)}{1/R^2 - 1/(R+e)^2} \end{aligned} \tag{22}$$

La condition de compatibilité de $\underline{\underline{\sigma}}$ avec les capacités de résistance de l'interface entre palplanches s'écrit :

$$\begin{aligned} &\sup \sigma_{\theta\theta} \leq T_o/e \\ &z \in [-H, 0] \\ &r \in [R, R+e] \end{aligned} \tag{23}$$

soit encore, au premier ordre près en $\dfrac{e}{R}$:

$$k \leq 2 + \frac{T_o}{RC_r} \tag{24a}$$

qui exprime une condition suffisante de stabilité potentielle de la cellule élémentaire sous son poids propre. L'inégalité (24a) peut être exprimée sous la forme ci-après qui est équivalente :

$$k^+ \geq 2 + \frac{T_o}{RC_r} \tag{24b}$$

Cette nouvelle minoration de k^+ présente, par rapport à (19), l'avantage de faire intervenir la résistance du rideau de palplanches. Elle peut également être exprimée en fonction du poids volumique extrême γ_r^+:

$$\gamma_r^+ \geq 2C_r/H + T_o/(RH) \tag{24c}$$

On observera que la condition obtenue est indépendante de γ_a et γ_s. Ceci doit être attribué au fait que les capacités de résistance de l'acier et du substratum sont infinies, ainsi que la résistance en compression de l'interface palplanches/substratum. Géométriquement, cela signifie que le domaine de l'espace (γ_a, γ_r, γ_s) défini par :

$$0 \leq \gamma_r \leq 2C_r/H + T_o/RH \tag{25}$$

constitue une approche par l'intérieur dans $\mathbb{R}^3$ de $\mathcal{K}$.

L'approche statique qui vient d'être développée peut être aisément généralisée au cas où le substratum possède une cohésion C_s non infinie. En utilisant le champ de contraintes défini en (17) avec :

$$\mathcal{S}(z) = \gamma_s\,(z+H) - \sup(\gamma_a, \gamma)\, H/2 \tag{26}$$

il est facile de vérifier que la stabilité potentielle du système est assurée si l'on ajoute à (25) la condition :

$$\sup(\gamma_a, \gamma_r) \leq 4C_s/H \tag{27}$$

4.2. Approche cinématique

Pour l'analyse de la structure élémentaire soumise aux seules forces de gravité, il est naturel de rechercher des mécanismes de rupture pour lesquels la composante orthoradiale de la vitesse soit nulle dans le remblai : $V_\theta = 0$. On a déjà indiqué que le mouvement virtuel de chacune des palplanches est assujetti à être rigidifiant. De même, pour que la contribution du remblai à la puissance résistance maximale soit finie, le champ de vitesses virtuelles doit y respecter la « condition d'incompressibilité », soit :

$$\mathrm{tr}\, \underline{\underline{d}} = V_{r,r} + V_r/r + V_{z,z} = 0 \tag{28}$$

On se propose d'exploiter l'idée simplificatrice consistant à explorer, parmi l'ensemble des couples (V_r, V_z) solutions de cette équation, ceux pour lesquels V_z est indépendant de r. On pose ainsi $V_z = f(z)$. En d'autres termes, il s'agit de champs de vitesses dans lesquels les sections de la cellule par les plans horizontaux restent planes. Les capacités de résistance en compression de l'interface remblai/substratum n'étant pas bornées, il convient d'observer dès maintenant que $f(-H) \geq 0$ est une condition nécessaire pour que la contribution de l'interface substratum/remblai à la puissance résistante maximale soit finie. Elle est alors nulle. Intuitivement, il convient de choisir la fonction f en sorte que soit maximisée la puissance des forces de gravité. Cette remarque conduit à retenir une fonction négative et par conséquent à imposer $f(-H) = 0$. Le choix de f étant fixé, celui de la composante radiale V_r de la vitesse virtuelle est imposé par la condition d'incompressibilité qui fournit :

$$V_{r,r} + V_r/r = -f'(z) \qquad (29)$$

dont la solution générale en V_r est de la forme :

$$V_r = \frac{A}{r} - \frac{r}{2} f'(z) \qquad (30)$$

La constante A doit être annulée en sorte que la contribution du remblai à la puissance résistante maximale de l'ensemble de la structure soit finie. On trouve donc :

$$\begin{aligned} V_r &= -\frac{r}{2} f'(Z) \\ V_\theta &= 0 \\ V_z &= f(z) \end{aligned} \qquad (31)$$

La matrice du tenseur taux de déformation $\underline{\underline{d}}$ dans la base $(\underline{e}_r, \underline{e}_\theta, \underline{e}_z)$ est alors la suivante :

$$\underline{\underline{d}} = \begin{bmatrix} -f'/2 & 0 & -rf''/4 \\ 0 & -f'/2 & 0 \\ -rf''/4 & 0 & f' \end{bmatrix} \qquad (32)$$

Pour le matériau de Tresca, la fonction $\pi(\underline{\underline{d}})$ vaut :

$$\pi(\underline{\underline{d}}) = C_r \left(|d_1| + |d_2| + |d_3|\right) \qquad (33)$$

où les d_i sont les valeurs principales du tenseur $\underline{\underline{d}}$. En utilisant (32), il vient :

$$d_1 = -f'/2$$

$$\left.\begin{matrix} d_2 \\ d_3 \end{matrix}\right\} = \frac{1}{4}\left(-f' \pm \sqrt{9f'^2 + r^2 f''^2}\right) \qquad (34)$$

ce qui conduit à :

$$\pi(\underline{\underline{d}}) = \frac{1}{2} C_r \left[|f'| + \sqrt{9f'^2 + r^2 f''^2}\right] \qquad (35)$$

qui permet de calculer la contribution du remblai à la puissance résistance maximale. Afin de compléter la description de la cinématique dans l'enceinte de palplanches, il convient à présent de particulariser le choix de la fonction f. Le choix le plus simple d'une fonction f vérifiant $f(-H) = 0$ est celui d'une fonction affine. On examine ci-après l'application du théorème cinématique au champ de vitesses virtuelles correspondant.

4.2.1. Champ de vitesses virtuelles n° 1 : f(z) affine

— Contribution du remblai à la puissance résistante maximale

La fonction f étant choisie affine, on construit le champ de vitesses dans la cellule élémentaire successivement dans le remblai puis dans l'enceinte de palplanches. Posant $f(z) = -2\lambda(z+H)$ dans (31), les vitesses virtuelles dans le remblai sont définies en coordonnées cylindriques, pour $r \in [0, R]$, $z \in [-H, 0]$, $\theta \in [0, 2\pi]$, par :

$$\begin{aligned} V_r &= \lambda r \\ V_\theta &= 0 \\ V_z &= -2\lambda\,(z+H) \end{aligned} \qquad (36)$$

Une telle cinématique correspond à une transformation homogène et conserve la géométrie de cylindre circulaire d'axe Oz (voir fig. 6b). Appliquant (35), et notant P_r la contribution du remblai à la puissance résistance maximale, on obtient immédiatement :

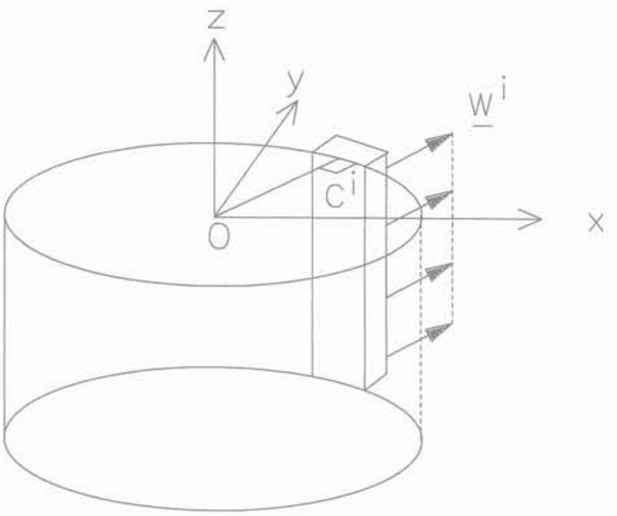
$$\pi(\underline{\underline{d}}) = 4\lambda C_r \text{ et } P_r = 4\lambda C_r\, \pi R^2 H \qquad (37)$$

Par ailleurs, on a vu précédemment que la condition $f(-H) = 0$ assure que la contribution de l'interface remblai/substratum (lisse sans résistance à la traction) à la puissance résistance maximale soit nulle. On définit maintenant les vitesses virtuelles dans l'enceinte de palplanches.

— Cinématique des palplanches

• Le champ de vitesses dans chaque palplanche est rigidifiant.

• On désigne par C_i le point de la palplanche n° i de coordonnées cylindriques $(r = R,\ \theta = (2i-1)\frac{\pi}{n},\ z = 0)$. Le champ de vitesses de la palplanche n° i (voir fig. 6a) est une translation colinéaire au



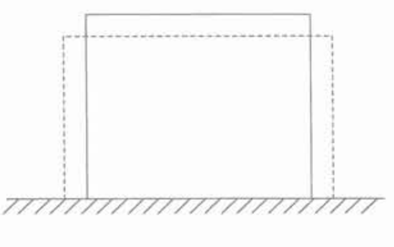


Fig. 6. — Champ de vitesses virtuelles n° 1.
Fig. 6. — Virtual velocity field n° 1.

vecteur $\underline{OC}^i$. Le vecteur de la translation est défini par :

$$\underline{W}^i = \frac{\lambda R}{\cos(\pi/n)} \{\underline{e}_x \cos(2i-1)\frac{\pi}{n} + \underline{e}_y \sin(2i-1)\frac{\pi}{n}\} \quad (38)$$

Un tel mécanisme peut être interprété comme un éclatement radial de l'enceinte.

— Contribution des palplanches à la puissance résistante maximale

Interface palplanche-remblai

Soit M le point de coordonnées cylindriques ($r = R$, $\theta = \delta + (2i-1)\frac{\pi}{n}$, z) de l'interface entre la face interne de la palplanche n° i et le remblai (voir fig. 7). La discontinuité de vitesse en M vaut :

$$[\underline{V}] = \underline{W}^i - \lambda\,[R[\underline{e}_x \cos((2i-1)\frac{\pi}{n} + \delta) + \underline{e}_y \sin((2i-1)\frac{\pi}{n} + \delta)] - 2(z+H)\,\underline{e}_z] \quad (39)$$

En désignant par $\underline{n}$ le vecteur unitaire radial, normal à l'interface au point M, c'est-à-dire :

$$\underline{n} = \underline{e}_x \cos((2i-1)\frac{\pi}{n} + \delta) + \underline{e}_y \sin((2i-1)\frac{\pi}{n} + \delta) \quad (40)$$

on voit que :

$$[\underline{V}] \cdot \underline{n} = \lambda R\,(\frac{\cos\delta}{\cos(\pi/n)} - 1) \quad (41)$$

Comme $\delta \in [-\frac{\pi}{n}, +\frac{\pi}{n}]$, le produit scalaire $[\underline{V}] \cdot \underline{n}$ qui représente la composante normale de la discontinuité de vitesses est toujours ≥ 0. Il résulte de (11b) que la contribution de l'interface palplanche-remblai à la puissance résistante maximale est nulle.

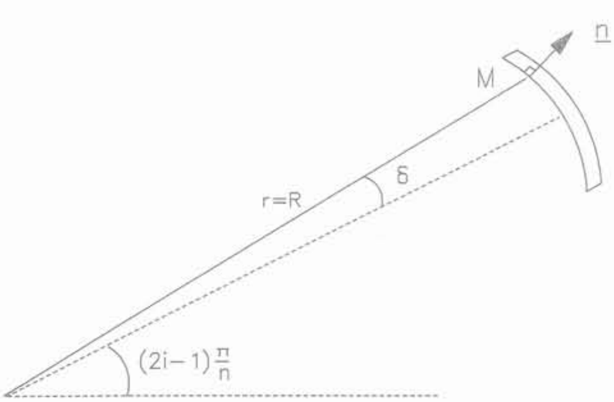


Fig. 7. — Paramétrage de l'interface remblai/palplanche n° i.
Fig. 7. — Definition of parameter δ.

Interfaces entre palplanches

Il faut maintenant calculer la contribution de la discontinuité de vitesse à l'interface entre les palplanches n° i et i+1. Celle-ci est manifestement orthoradiale :

$$\underline{V}^{i+1} - \underline{V}^i = 2\lambda R \mathrm{tg}\,(\frac{\pi}{n})\,\{-\underline{e}_x \sin(2i)\frac{\pi}{n} + \underline{e}_y \cos(2i)\frac{\pi}{n}\} \quad (42)$$

La fonction $\pi(\underline{V})$ correspond au critère d'interface $f_p(\underline{T})$ définissant la résistance à l'arrachement des palplanches est définie par :

$$\left.\begin{aligned} \pi(\underline{V}) &= +\infty \text{ si } U_n < 0 \text{ ou } U_t \neq 0 \\ \pi(\underline{V}) &= U_n\, T_o/e \text{ si } U_n \geq 0 \text{ et } U_t = 0 \end{aligned}\right\} \quad (43)$$

On vérifie immédiatement que :

$$\left.\begin{aligned} (\underline{V}^{i+1} - \underline{V}^i) \cdot \underline{e}_r &= (\underline{V}^{i+1} - \underline{V}_i) \cdot \underline{e}_z = U_t = 0 \\ (\underline{V}^{i+1} - \underline{V}^i) \cdot \underline{e}_\theta &= 2\lambda R \mathrm{tg}\,(\frac{\pi}{n}) \end{aligned}\right\} \quad (44)$$

Quand $n >> 1$, la somme P_p des contributions des n interfaces entre palplanches vaut donc :

$$P_p = 2\lambda RHT_o\, n\mathrm{tg}\,(\frac{\pi}{n}) \simeq 2\,\pi\lambda RHT_o \quad (45)$$

— Application du théorème cinématique

Avant de pouvoir appliquer le théorème cinématique, il reste à calculer la puissance des forces extérieures, qui coïncide avec celles des forces de gravité agissant sur le remblai :

$$\mathcal{P}_{ext} = \int_0^R dr \int_0^{2\pi} r d\theta \int_{-H}^{0} -2\lambda(z+H)\gamma_r\, dz \quad (46)$$

soit :

$$\mathcal{P}_{ext} = \gamma_r\, \pi R^2 H^2 \lambda \quad (47)$$

La condition nécessaire de stabilité pour la cellule élémentaire résultant de l'application du théorème cinématique à ce mécanisme est donc :

$$\gamma_r\, \pi R^2 H^2 \lambda \leq 4\lambda C_r\, \pi R^2 H + 2\lambda R \pi H T_o \quad (48)$$

soit, tous calculs faits :

$$k^+ \leq 4 + 2\,(T_o/RC_r) \quad (49)$$

Le rapport entre le majorant de k^+ ainsi défini, et le minorant résultant de l'approche statique donné en (24b) est donc exactement 2. On se propose d'affiner l'encadrement qui vient d'être établi en utilisant un deuxième champ de vitesses virtuelles faisant appel à une cinématique plus complexe obtenue en choisissant f(z) de la forme $\alpha(z^2 - H^2)$.

4.2.2. Champ de vitesses virtuelles n° 2 : f(z) parabolique

— Contribution du remblai à la puissance résistante maximale

En adoptant une variation parabolique de V_z en fonction de z dans (31), on trouve, pour $r \in [0, R]$, $z \in [-H, 0]$, $\theta \in [0, 2\pi]$:

$$\begin{aligned} V_r &= -\Omega z r/R \\ V_\theta &= 0 \\ V_z &= \frac{\Omega}{R}(z^2 - H^2) \end{aligned} \tag{50}$$

où Ω est un paramètre cinématique dont la signification apparaîtra clairement dans la suite. On observera la variation linéaire de la vitesse radiale en fonction de z, ce qui confère à la « déformée » (virtuelle) une géométrie de cône avec évasement vers le bas (voir fig. 8b).

Les valeurs propres de $\underline{\underline{d}}$ sont :

$$\begin{aligned} d_1 &= -\frac{\Omega}{R} Z \\ d_2 &= \frac{\Omega}{R}\left(\frac{z - \sqrt{9z^2 + r^2}}{2}\right) \\ d_3 &= \frac{\Omega}{R}\left(\frac{z + \sqrt{9z^2 + r^2}}{2}\right) \end{aligned} \tag{51}$$

Il résulte de (33) et (51) que :

$$\pi(\underline{\underline{d}}) = \frac{\Omega}{R} C_r \left(-z + \sqrt{9z^2 + r^2}\right) \tag{52}$$

puis, par intégration :

$$\begin{aligned} P_r &= 2\pi \frac{\Omega}{R} C_r \int_0^H dz \int_0^R r\left(z + \sqrt{9z^2 + r^2}\right) dr \\ &= 2\pi \frac{\Omega}{R} C_r\, g(R, H) \end{aligned} \tag{53}$$

où l'on a posé :

$$g(R, H) = \int_0^H dz \int_0^R r\left(z + \sqrt{9z^2 + r^2}\right) dr \tag{54}$$

Le calcul de la fonction g est détaillée à l'annexe 1.

A nouveau, le choix $f(-H) = 0$ assure que la contribution de l'interface substratum-remblai à la puissance résistante maximale est nulle. Il s'agit maintenant de compléter la description du mécanisme dans l'enceinte de palplanches.

— Cinématique des palplanches

On définit les vitesses virtuelles dans l'enceinte de la manière suivante :

• le champ de vitesses dans chaque palplanche est rigidifiant ;

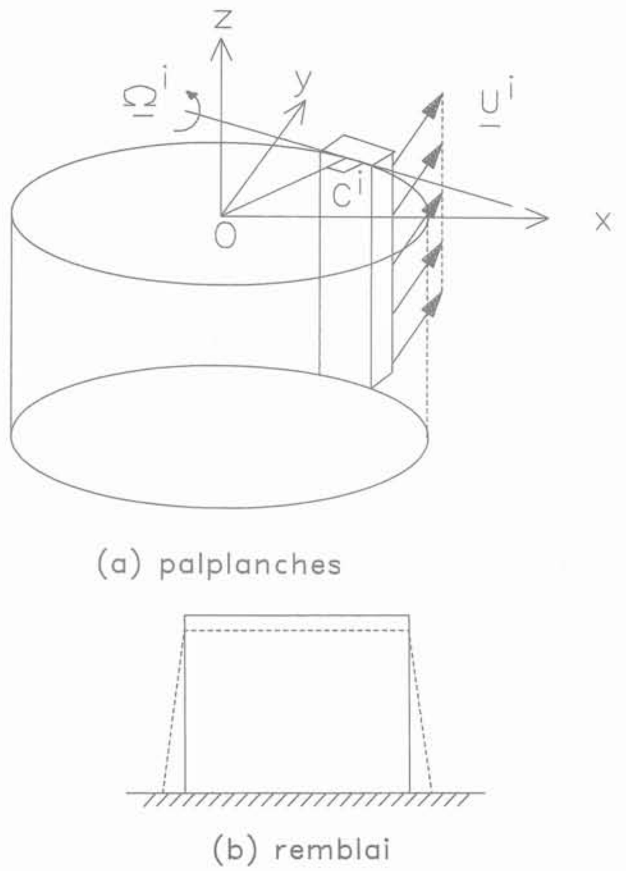


Fig. 8. — Champ de vitesses virtuelles n° 2.
Fig. 8. — Virtual velocity field n° 2.

• le champ de vitesses de la palplanche n° i (voir fig. 8a) est la composition d'une translation et d'une rotation autour de l'axe du plan z = 0, tangent en C^i à la face interne de l'enceinte. La vitesse de rotation est donnée par :

$$\underline{\Omega}^1 = \Omega\left[\underline{e}_x \sin(2i-1)\frac{\pi}{n} - \underline{e}_y \cos(2i-1)\frac{\pi}{n}\right] \tag{55}$$

qui fournit l'interprétation physique du paramètre Ω intervenant également dans (50).

Le vecteur de la translation est défini par :

$$\begin{aligned} \underline{U}^i = {} & \Omega H \frac{1 - \cos(\pi/n)}{\cos(\pi/n)}\left[\underline{e}_x \cos(2i-1)\frac{\pi}{n}\right. \\ & \left. + \underline{e}_y \sin(2i-1)\frac{\pi}{n}\right] + \left[\left(1 - \cos\frac{\pi}{n}\right)\Omega R\right]\underline{e}_z \end{aligned} \tag{56}$$

Il s'agit à nouveau d'un mécanisme d'éclatement radial combiné de plus avec une cinématique de rotation et une translation verticale ascendante indépendante de la palplanche considérée. L'intensité du vecteur $\underline{U}^i$, comme celle du vecteur rotation $\underline{\Omega}^i$ est choisie, comme on le verra plus loin, en sorte d'éviter l'interpénétration des palplanches avec le remblai et le substratum, c'est-à-dire pour assurer la positivité de la composante normale de la discontinuité de vitesses sur les interfaces remblai/palplanches et substratum/palplanches, condition nécessaire pour que la puissance résistance maximale soit finie. On calcule maintenant les contributions des différentes interfaces faisant intervenir les palplanches.

— Contribution des palplanches à la puissance résistance maximale

Interface palplanche-remblai

On calcule la vitesse d'un point M situé sur la face interne de la palplanche n° i, de coordonnées cylindriques $(R, (2i-1)\frac{\pi}{n} + \delta, z)$:

$$\underline{OM} = R\left[\underline{e_x}\cos\{(2i-1)\frac{\pi}{n} + \delta\} + \underline{e_y}\sin\{(2i-1)\frac{\pi}{n} + \delta\}\right] + z(\underline{e_z}) \quad (57)$$

avec $\delta \in \left[-\frac{\pi}{n}, +\frac{\pi}{n}\right]$ et $z \in [-H, 0]$. L'expression de la vitesse du point M dans le mouvement de la palplanche n° i est alors :

$$\underline{V}^p = \underline{U}^i + \underline{\Omega}^i \wedge \underline{C^iM} \quad (58)$$

avec :

$$\underline{OC}^i = R(\underline{e_x}\cos\{(2i-1)\frac{\pi}{n}\} + \underline{e_y}\sin\{(2i-1)\frac{\pi}{n}\}) \quad (59)$$

soit encore, après calcul :

$$\underline{V}^p = -z\Omega(\underline{e_x}\cos\{(2i-1)\frac{\pi}{n}\} + \underline{e_y}\sin\{(2i-1)\frac{\pi}{n}\}) + \underline{e_z}\,\Omega R\,(\cos\delta - 1) + \underline{U}^i \quad (60)$$

L'expression de la vitesse du point M dans le mouvement du remblai est :

$$\underline{V}^r = -z\Omega(\underline{e_x}\cos\{(2i-1)\frac{\pi}{n} + \delta\} + \underline{e_y}\sin\{(2i-1)\frac{\pi}{n} + \delta\}) + \underline{e_z}\frac{\Omega}{R}(z^2 - H^2) \quad (61)$$

Pour vérifier que la contribution de cette interface à la puissance résistante maximale est finie, il est nécessaire et suffisant de vérifier que le produit scalaire $(\underline{V}^p - \underline{V}^r) \cdot \underline{e_r}$ est positif ou nul pour toute valeur de $z \in [-H, 0]$ et $\delta \in \left[-\frac{\pi}{n}, +\frac{\pi}{n}\right]$. Il est facile de voir que :

$$(\underline{V}^p - \underline{V}^r) \cdot \underline{e_r} = \Omega H \frac{1 - \cos(\pi/n)}{\cos(\pi/n)} \cos\delta + \Omega z(1 - \cos\delta) \quad (62)$$

Il suffit de vérifier la propriété annoncée pour $z = -H$, (puisque $1 - \cos\delta > 0$). On est donc ramené à étudier le signe de la quantité :

$$\Omega H \frac{1 - \cos(\pi/n)}{\cos(\pi/n)} \cos\delta - \Omega H\,(1 - \cos\delta) = \frac{\cos\delta}{\cos(\pi/n)} - 1 \quad (63)$$

Il est immédiat de vérifier que cette quantité est toujours ≥ 0 dans $\left[-\frac{\pi}{n}, +\frac{\pi}{n}\right]$ et s'annule aux bornes de cet intervalle. Il en résulte que la contribution de l'interface étudié est nulle.

Interface palplanche-substratum

On considère un point M de l'interface entre la palplanche n° i et le substratum, de coordonnées cylindriques $(r, (2i-1)\frac{\pi}{n} + \delta, -H)$ avec $r \in [R, R+e]$ et $\delta \in \left[-\frac{\pi}{n}, +\frac{\pi}{n}\right]$. En observant que la discontinuité vitesse de continuité au niveau de cette interface coïncide avec la vitesse $\underline{V}^p(M)$ du point M dans le mouvement de la palplanche n° i, il est facile de vérifier que la composante normale à l'interface considérée de la discontinuité de vitesse vaut :

$$\underline{V}^p(M) \cdot \underline{e_z} = \Omega\left[R(\cos\delta - \cos\frac{\pi}{n}) + (r - R)\cos\delta\right] \geq 0 \quad (64)$$

La contribution correspondante à la puissance résistante maximale est donc nulle.

Interfaces entre palplanches

Il s'agit d'abord de calculer les vitesses d'un point M de l'interface entre les palplanches n° i et i + 1 dans le mouvement respectif de ces palplanches. Les coordonnées cylindriques d'un tel point sont $(r, \theta = 2i\frac{\pi}{n}, z)$ avec $r \in [R, R+e]$, $z \in [-H, 0]$.

On note $\underline{V}^i$ la vitesse du point M dans le mouvement de la palplanche n° i :

$$\underline{V}^i = -z\Omega(\underline{e_x}\cos\{(2i-1)\frac{\pi}{n}\} + \underline{e_y}\sin\{(2i-1)\frac{\pi}{n}\}) + \underline{e_z}\,\Omega\,(r\cos\delta - R) + \underline{U}^i \quad (65)$$

On note $\underline{V}^{i+1}$ la vitesse du point M dans le mouvement de la palplanche n° i+1 :

$$\underline{V}^{i+1} = -z\Omega(\underline{e}_x \cos\{(2i+1)\frac{\pi}{n}\} + \underline{e}_y \sin\{(2i+1)\frac{\pi}{n}\}) + \underline{e}_z\,\Omega(r\cos\frac{\pi}{n} - R) + \underline{U}^{i+1} \qquad (66)$$

Posant $[\underline{V}] = \underline{V}^{i+1} - \underline{V}^{i}$, il vient :

$$[\underline{V}] = 2\Omega \sin(\frac{\pi}{n})\,(H\,\frac{1-\cos(\pi/n)}{\cos(\pi/n)} - z)\,(-\underline{e}_x \sin 2i\frac{\pi}{n} + \underline{e}_y \cos 2i\frac{\pi}{n}) \qquad (67)$$

Il apparaît donc que la discontinuité de vitesse au niveau des interfaces entre palplanches est purement orthoradiale, orientée dans le sens de l'éloignement des palplanches, Il est alors facile de voir que la contribution P_p des n interfaces entre palplanches se calcule par :

$$P_p = n\int_{-H}^{0} dz \int_{R}^{R+e} dr\,.\,(T_0/e)\,.\,\|[\underline{V}]\| = 2n\Omega\sin(\frac{\pi}{n})\,T_0\int_{-H}^{0}(H\,\frac{1-\cos(\pi/n)}{\cos(\pi/n)} - z)\,dz \qquad (68)$$

soit finalement :

$$P_p = T_0\,\Omega n \sin(\frac{\pi}{n})\,H^2\,(1 + 2\,\frac{1-\cos(\pi/n)}{\cos(\pi/n)}) \qquad (69)$$

— Application du théorème cinématique

L'emploi du théorème cinématique requiert le calcul de la puissance du poids du remblai. Notant $\mathcal{P}_{ext}$ cette quantité, il vient :

$$\mathcal{P}_{ext} = \gamma_r \int_0^R dr \int_0^{2\pi} r d\theta \int_{-H}^{0} \frac{\Omega}{R}(H^2 - z^2)\,dz \qquad (70)$$

soit :

$$\mathcal{P}_{ext} = \frac{2}{3}\,\pi\gamma_r\,\Omega R H^3 \qquad (71)$$

à laquelle il conviendrait en toute rigueur d'ajouter la contribution (résistante) du poids des palplanches à la puissance des forces extérieures qui pourra cependant être négligée dans le cadre des hypothèses $n \gg 1$ et $R/e \gg 1$. Il résulte de (53), (69) et (71) une condition nécessaire de stabilité sous la forme suivante :

$$\frac{2}{3}\,\pi\gamma_r\,\Omega R H^3 \leq \Omega\pi T_0 H^2 + 2\pi C_r\,\frac{\Omega H^4}{R}\,(\mathcal{J}/H^4) \qquad (72)$$

où l'on a supposé (dans l'expression de P_p) que $\lim_{n\to\infty} P_p$ constitue une bonne approximation de P_p. Après simplification, on obtient la condition nécessaire de stabilité suivante :

$$k \leq \frac{3}{2}\,(T_0/RC) + 3\,(\mathcal{J}/H^4)\,(H/R)^2 \qquad (73)$$

— Application numérique

En combinant les inégalités (24b) et (73), on met en évidence un encadrement du rapport adimensionnel limite k^+. Avec les valeurs numériques du rapport $\mathcal{J}/H^4$ données à l'annexe 1 pour les élancements $H/R = 1$, 2 et 3, on obtient :

$$(T_0/RC_r) + 2 \leq k^+ \leq \frac{3}{2}\,(T_0/RC_r) + \begin{cases} 3{,}318 \text{ pour } H/R = 1 \\ 3{,}096 \text{ pour } H/R = 2 \\ 3{,}05 \text{ pour } H/R = 3 \end{cases} \qquad (74)$$

On peut montrer que :

$$\lim_{R/H\to 0}\,(\mathcal{J}/H^4)\,.\,(H/R)^2 = 1 \qquad (75)$$

ce qui signifie que le rapport entre les majorant et minorant de k^+ tend vers 3/2 lorsque R/H tend vers 0. Pour les valeurs usuelles de R/H, ces quantités sont dans un rapport proche de 3/2.

5. CELLULE A REMBLAI EN MATÉRIAU FLOTTANT

5.1. Approche statique

Les conditions définissant les champs de contraintes statiquement admissibles ont été définies en (12) et (13). On recherche à nouveau un tel champ de contraintes pour lequel les directions verticale, radiale et orthoradiale soient principales et qui soit compatible avec les capacités de résistance décrite en 3.3., en adoptant le critère (6) pour le matériau de remblai. En vertu de l'argumentation présentée en 4.1., l'approche statique peut être limitée à la cellule. On examine à quelle condition sur γ_r et γ_a le champ de contrainte défini ci-dessous en fonction d'un paramètre scalaire positif k répond à la question :

— remblai :

$$\underline{\underline{\sigma}} = \gamma_r\,z\,\{k[\underline{e}_r \otimes \underline{e}_r + \underline{e}_\theta \otimes \underline{e}_\theta] + \underline{e}_z \otimes \underline{e}_z\}$$

— enceinte : (76)

$$\underline{\underline{\sigma}} = [a(z) + b(z)/r^2]\,\underline{e}_r \otimes \underline{e}_r + [a(z) - b(z)/r^2]\,\underline{e}_\theta \otimes \underline{e}_\theta + (\gamma_a\,z)\,\underline{e}_z \otimes \underline{e}_z$$

Les équations de champ (12a) et (12b) sont manifestement satisfaites, ainsi que la condition aux limites (13b). La valeur des fonctions a(z) et b(z) est déterminée en écrivant la continuité du vecteur-contrainte à l'interface remblai/palplanches et la condition aux limites (13a) en $r = R+e$:

$$a(z) = \frac{-b(z)}{(R+e)^2} \qquad (77a)$$

$$b(z) = \frac{\gamma_r kz}{1/R^2 - 1\ (R+e)} \qquad (77b)$$

qui déterminent un champ s.a. avec γ_r et γ_a. Le scalaire k étant positif, le critère d'interface r/p est respecté. Il en est de même des interfaces p/s et r/s, en raison du signe négatif de σ_{zz}. Pour que le champ $\underline{\underline{\sigma}}$ défini par (76), (77a) et (77b) soit compatible avec les capacités de résistance, il reste à vérifier les critères f_p ($\underline{T}$) et f_r ($\underline{\underline{\sigma}}$).

Critère $f_p(\underline{T})$:

la condition de compatibilité du champ de contraintes $\underline{\underline{\sigma}}$ avec le critère $f_p(\underline{T})$ a été exprimée en (23). Elle s'écrit ici :

$$(\forall\ r \in [R,\ R+e])\ (\forall\ z \in [-H,\ 0])$$

$$|b(z)|\left\{\frac{1}{(R+e)^2} + \frac{1}{r^2}\right\} \leq T_0/e \qquad (78)$$

soit encore :

$$\gamma_r\ kH\ \left\{\frac{1/R^2 + 1/(R+e)^2}{1/R^2 - 1/(R+e)^2}\right\} \leq T_o/e \qquad (79)$$

ou, en négligeant le premier ordre en e/R.

$$\gamma_r \leq \frac{T_o}{kRH} \qquad (80)$$

Critère $f_r(\underline{\underline{\sigma}})$:

La forme donnée en (76) pour $\underline{\underline{\sigma}}$ est compatible avec le critère f_r ($\underline{\underline{\sigma}}$) défini en (6) si et seulement si :

$$k \in [K_a,\ K_p] \qquad (81)$$

où K_a et K_p désignent les coefficients de poussée et de butée que l'on calcule à partir de ϕ_r selon les relations :

$$K_a = 1/K_p = \frac{1-\sin\phi_r}{1+\sin\phi_r} \qquad (82)$$

En comparant (80) et (81), il apparaît que $K_pT_0/(RH)$ représente la plus grande valeur de γ_r qu'il soit possible d'équilibrer par un champ de type (76)-(77) en sorte que ce champ soit compatible avec les capacités de résistance de la structure. Il en résulte que :

$$\gamma_r^+ \geq \frac{1}{K_a}\ \frac{T_o}{RH} = K_p\ \frac{T_o}{RH} \qquad (83)$$

5.2. Retour aux méthodes de dimensionnement classiques

Le dimensionnement classique conduit à introduire, comme on l'a indiqué au paragraphe 2.2., un concept de poids volumique maximal supportable, défini par la relation $\gamma_r^* = \dfrac{1}{K}\ (T_0/RH)$. On a souligné précédemment la faiblesse de cette notion, en l'absence d'une procédure de détermination du coefficient K. La théorie du calcul à la rupture permet d'identifier l'origine de cette difficulté.

En effet, dans le cas où les informations disponibles sur le(s) matériau(x) se limitent à la donnée des capacités de résistance, elle rappelle que seule *la borne supérieure* γ_r^+ *des valeurs potentiellement supportables du poids volumique*, au sens défini en 2.1., peut être déterminée ou encadrée. En dehors de la donnée d'informations complémentaires, il est donc vain de rechercher la valeur du poids volumique maximal. C'est la raison pour laquelle le choix de K dans l'expression de F ou de γ_r^* est nécessairement arbitraire ou empirique. Cependant, l'analogie entre γ_r^* et la formule (83) ci-dessus appelle quelques commentaires.

Dans le cas du remblai purement frottant, l'analyse dimensionnelle du problème de stabilité indique que le paramètre adimensionnel $\gamma_r^+ HR/T_0$ est une fonction du rapport R/H, ce qui amène à rechercher la fonction $\mathfrak{F}$ telle que :

$$\frac{\gamma_r^+ HR}{T_0} = \mathfrak{F}\left(\frac{R}{H}\right) \qquad (84)$$

A partir d'hypothèses formulées sur la structure du champ de contraintes dans la cellule à la rupture, le dimensionnement classique revient donc à postuler que $\mathfrak{F}$ est une fonction constante, dont la valeur est déterminée empiriquement où arbitrairement. Partant de l'hypothèse que le remblai est, à la rupture de la cellule, dans l'état de poussée limite, certains auteurs (par exemple SCHNEEBELI et al., 1957) proposent de retenir la valeur $K = K_a$ dans l'expression de γ_r^*, c'est-à-dire $\mathfrak{F} = 1/K_a$. L'approche statique du calcul à la rupture, telle qu'elle a été développée au paragraphe 5.1. conduit à un minorant de la fonction $\mathfrak{F}(R/H)$ qui n'est autre que $1/K_a$. L'expression de γ_r^* coïncide alors avec le minorant de γ_r^+ donné en (83). La différence de nature entre les démarches conduisant respectivement à γ_r^* et (83) démontre pourtant le caractère purement formel de l'analogie observée. En effet, l'approche développée au paragraphe 5.1. a consisté à examiner, dans l'espace des champs de contraintes statiquement admissibles avec γ_r, un sous-ensemble défini par (76), et à optimiser le choix du paramètre k y intervenant. C'est ce processus d'optimisation qui a conduit à $k = K_a$, sans qu'il soit nécessaire de faire quelque hypothèse que ce soit sur l'état de contraintes à la rupture.

Il importe enfin de souligner que (83) est, non pas une égalité, mais une inégalité. En d'autres termes, T_o/RHK_a n'est qu'un minorant du poids volumique extrême. La proposition $\gamma_r \leq T_0/RHK_a$ est donc une condition *suffisante* de stabilité potentielle, alors que l'approche traditionnelle de SCHNEEBELI et al. (1957) présente la même inégalité $\gamma_r \leq T_0/RHK_a$ comme une condition nécessaire pour que la stabilité puisse être assurée.

5.3. Approche cinématique

On reprend, tant pour le remblai, que pour l'enceinte de palplanches, le mécanisme de transformation homogène décrit et utilisé dans le cas de la structure « cohérente ». On pose donc :

$$\begin{aligned} V_r &= \lambda r \\ V_\Theta &= 0 \\ V_z &= \lambda'(z+H) \end{aligned} \tag{85}$$

Cependant, la condition $\pi(\underline{d}) < +\infty$ impose à la place de (28) la relation suivante entre λ et λ' :

$$2\lambda + \lambda' \geq (2\,|\lambda| + |\lambda'|)\sin\phi_r \tag{86}$$

Pour que les forces de gravité soient motrices, il est nécessaire de prendre λ' négatif. Le scalaire λ est donc positif et la condition (86) peut-être réécrite sous la forme d'une égalité :

$$\lambda' = -\,2\,K_a\,\theta\lambda\;;\;\theta \in [0,\,1]\;;\qquad K_a = \frac{1-\sin\phi_r}{1+\sin\phi_r} \tag{87}$$

Pour un mécanisme de type (85) vérifiant de plus (87), la contribution du remblai à la puissance résistante maximale est nulle :

$$P_r = 0 \tag{88}$$

La cinématique de l'enceinte de palplanches est inchangée. La contribution des interfaces entre palplanches a été donnée en (45). Enfin, en reprenant le calcul exposé en (46) on trouve :

$$\mathcal{P}_{ext} = \gamma_r\,\pi R^2H^2\lambda\theta K_a \tag{89}$$

La condition de stabilité fournie par le théorème cinématique prend donc la forme suivante :

$$(\forall\ \theta \in [0,\,1])\ \lambda\gamma_r\pi R^2H^2\theta K_a \leq 2\pi\lambda RHT_0 \tag{90}$$

L'inégalité la plus restrictive est obtenue pour $\theta = 1$:

$$\gamma_r^+ \leq 2\,K_p\,T_0/RH \tag{91}$$

Le fait que le majorant de γ_r^+ donné en (91) soit une fonction croissante de T_0 et ϕ_r, et une fonction décroissante de H correspond à l'intuition naturelle. La décroissance par rapport à R s'explique par le fait que les contraintes d'arrachement au niveau des interfaces entre palplanches sont une fonction croissante du rayon de la cellule.

6. CONCLUSION

L'analyse de la stabilité d'une cellule élémentaire de gabion posée sur un substratum rigide et soumise aux seules forces de gravité a été développée dans le cadre de la théorie du calcul à la rupture. On a supposé que les interfaces entre le remblai, les palplanches et le substratum étaient lisses et sans résistance à la traction. La résistance à l'arrachement des palplanches a été prise en compte dans le cadre d'un critère d'interface au niveau des serrures. Deux développements distincts ont été proposés, respectivement dans le cas d'un matériau de remblai purement cohérent et dans le cas où il est purement frottant.

Dans le cas du matériau cohérent de cohésion C_r, l'analyse dimensionnelle fait intervenir les 2 paramètres adimensionnels $k = \gamma_r\,H/C_r$ et $T_0/(RC_r)$. La combinaison des approches statique et cinématique montre alors que $\frac{5}{4}\,(2 + T_0/(RC_r))$ constitue une estimation du paramètre de chargement extrême k^+ à moins de 25 % d'erreur près.

Il est instructif d'exprimer ce résultat sous une forme faisant apparaître le poids volumique extrême γ_r^+ :

$$\gamma_r^+ \cong \frac{5}{4}\,(2C_r/H + T_0/(RH)) \tag{92}$$

qui met en évidence les rôles additifs joués par la cohésion et la résistance à l'arrachement dans la tenue de l'ouvrage. On observera notamment que la cohésion devient essentielle à la tenue de la cellule pour les grandes valeurs du rayon.

Cette relation peut également être utilisée en sens inverse, c'est-à-dire qu'elle permet de déterminer les dimensions d'une cellule pour des valeurs connues des capacités de résistance et du poids volumique.

Si l'on considère maintenant le matériau frottant, un encadrement du poids volumique extrême a pu être établi :

$$K_pT_0/RH \leq \gamma_r^+ \leq 2K_pT_0/RH \tag{93}$$

Issu d'une combinaison d'approches statique et cinématique très simples, il reste relativement imprécis. Il présente néanmoins l'avantage de mettre en évidence l'importance du groupement K_pT_0/RH, minorant du poids volumique extrême.

En conclusion, la présente étude propose une analyse mécanique tridimensionnelle de la question de la stabilité d'une cellule élémentaire posée sur un substratum rigide et soumise à son poids propre. Elle permet une relecture des méthodes classiques d'analyse de la stabilité interne en précisant notamment le caractère nécessaire ou suffisant des conditions de stabilité obtenues. L'intérêt de la démarche adoptée, c'est-à-dire le calcul à la rupture, réside aussi dans le fait qu'elle peut être étendue aisément à une cellule fichée dans un massif ayant des caractéristiques de résistance bornées. La prise en compte de sollicitations plus complexes pourra également être traitée dans le même esprit en s'appuyant essentiellement sur l'approche cinématique.

ANNEXE 1

Rappelons que :

$$\mathcal{g}(R, H) = \int_0^H dz \int_0^R r\,(z + \sqrt{9z^2 + r^2})\,dr \quad (1)$$

Le calcul de l'intégrale $\mathcal{g}(R, H)$ donne :

$$\mathcal{g} = \frac{H^4}{4} \cdot \left\{ (\frac{R}{H})^2 + \frac{4}{3} (\frac{R}{H})^4 g\,(\frac{H}{R}) - 9 \right\} \quad (2)$$

la fonction g(x) étant définie par :

$g(x) = \int_0^x (1 + 9u^2)^{3/2}\,du$. On observe que le rapport $\mathcal{g}/H^4$ ne dépend que du rapport R/H. A l'aide du changement de variables $z^2 u^2 = 1 + 9u^2$, on peut voir que :

$$\int (1 + 9u^2)^{3/2}\,du = - \int \frac{z^4}{(z^2 - 9)^3}\,dz \quad (3)$$

Puis l'on montre que :

$$- \int \frac{z^4}{(z^2 - 9)^3}\,dz = \frac{5z}{8(z^2 - 9)} + \frac{9z}{4(z^2 - 9)^2} - \frac{1}{16} \mathrm{Ln}\,(\frac{z - 3}{z + 3}) \quad (4)$$

Notant F(z) la fonction définie ci-dessus, il vient finalement :

$$g(x) = - \int_\infty^{\sqrt{9+1/x^2}} \frac{z^4}{(z^2 - 9)^3}\,dz = F\left(\sqrt{9+1/x^2}\right) \quad (5)$$

Le calcul numérique fournit :

$$g(1) = 9{,}319 ;\ g(2) = 117{,}4 ;\ g(3) = 567{,}44 \quad (6)$$

dont on déduit les valeurs numériques suivantes du rapport $\mathcal{g}/H^4$:

pour $H/R = 1 : \mathcal{g}/H^4 = 1{,}106$
pour $H/R = 2 : \mathcal{g}/H^4 = 0{,}258$
pour $H/R = 3 : \mathcal{g}/H^4 = 0{,}113$

REMERCIEMENTS

Ce travail a été développé dans le cadre d'une collaboration avec le Service Technique Central des Ports Maritimes et des Voies Navigables. Les auteurs tiennent également à remercier P. DE BUHAN pour l'aide qu'il leur a apportée dans la réalisation de cette étude.

BIBLIOGRAPHIE

CLOUGH G., MOSHER R., SINGH Y., KUPUSAMY T. (1987), *Etude des batardeaux cellulaires par une modélisation aux éléments finis en deux et trois dimensions.* Actes du colloque Interactions Sols-Structures, Paris, 1987, pp. 553-560.

LACROIX Y., ESRIG M.I., LUSCHER U. (1970), *Design, construction and performance of cellular cofferdams.* Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth-Retaining Structures, ASCE Specialty Conference, pp. 271-328.

NAVDOCKS DM-7.02 (1986), *Design manual, foundations and earth structures.* Naval Facilities Engineering Command.

SALENÇON J. (1983), *Calcul à la rupture et analyse limite.* Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

SALENÇON J. (1990), *An introduction to the yield design theory and its applications to soil mechanics.* European Journal of Mechanics, A/Solids, vol. 9, n° 5.

SCHNEEBELI G., CAVAILLÉ-COLL R. (1957), *Contribution to the stability analysis of double wall sheet pile cofferdams.* Proceedings of the IVth International Conference on soil mechanics and foundation engineering, London, 1957, pp. 233-238.

VERGOBBI M. (1979), *Dimensionnement et calculs des gabions.* Projet de fin d'études de l'ENPC.

Détermination des caractéristiques thermiques des roches anisotropes par une méthode de choc thermique

Determination of anisotropic rocks thermal properties by a thermal shock method

K. SU, Ph. WEBER
Ecole des Mines d'Alès*

Rev. Franç. Géotech. n° 55, pp. 63-74 (avril 1991)

Résumé

Les travaux actuellement développés à l'Institut des Matériaux et des Gisements Miniers de l'Ecole des Mines d'Alès sont relatifs à l'étude des propriétés de transfert thermique dans les roches anisotropes. Une méthode de choc thermique (dite du « fil chaud ») est mise en œuvre pour déterminer les paramètres thermiques des roches anisotropes : conductivités et chaleur spécifique. Nos études montrent que cette méthode peut être adaptée aux milieux anisotropes, notamment les roches. Nous présentons la technique utilisée, les analyses théoriques et les premiers résultats.

Abstract

The Mining School of Alès (France) is developping a reseach program concerning thermal properties of rocks. This paper presents an application of thermal shock methods to anisotropic rocks. This method leads to simultaneous determination of both specific heat and principal thermal conductivities ; it allows to perform experiments with specimens at hight ambiant temperature and pression. A description of experimentation is given and the first results are pointed out.

* 6, avenue de Clavières, 30107 Alès Cedex.

1. DESCRIPTION DE LA MÉTHODE

Connue depuis de nombreuses années, la méthode du choc thermique consiste à utiliser une résistance chauffante (sonde) dans laquelle passe un courant dissipant une certaine puissance. L'évolution de la température d'un point du matériau est fonction de la puissance électrique dissipée, et des propriétés thermiques du matériau. Plusieurs travaux ont été consacrés aux différentes procédures d'identification des paramètres.

PERRIN et al. (1980, 1982) [9, 13] présentent, dans plusieurs publications, la méthode de mesure de conductivité en utilisant les températures à la sonde, et celle de la diffusivité par l'analyse du thermogramme (temps de montée en température, valeur de la température maximale). AUDIBERT (1985) [1] et LAURENT (1986) [11] fournissent des études d'optimisation d'outils pour déterminer les caractéristiques thermocinétiques de milieux poreux en adaptant le modèle de la sonde cylindrique. Un outil dit « tritige » (deux tiges pour les capteurs de température au sein du milieu et une tige pour la sonde) semble bien adapté pour la mesure in situ.

Pour les roches, une difficulté particulière est liée à la mise en place de la sonde électrique et des thermocouples, dans des trous de faible diamètre et de longueur importante. CULL et al. (1974) [6] proposent de scier un bloc de roche en deux parties et d'y tailler ensuite une petite « gorge » dans laquelle la sonde est logée ; les auteurs ont mesuré la conductivité d'après le thermogramme de la sonde dont le diamètre est considéré comme infiniment mince ; pour les roches anisotropes, l'analyse d'un seul thermogramme ne permet pas d'identifier les deux conductivités principales. Nos études montrent que les mesures de température doivent s'effectuer en au moins deux points du milieu.

En conséquence, l'échantillon est découpé suivant un plan de symétrie de la structure pour y placer la sonde, (fig. 1) ; en supposant que le flux de chaleur se diffuse perpendiculairement à l'axe de la sonde (écoulement plan), l'existence de l'interface n'a donc théoriquement pas d'influence sur le transfert de chaleur.

Nous proposons également, si la roche est très dure, de scier l'échantillon en plusieurs plaques, (fig. 2), puis de percer des trous traversant les plaques ; les points de mesure sont situés sur la plaque centrale dans des trous de faible profondeur ; l'avantage de cette méthode réside dans le fait que la position du thermocouple peut être repérée avec précision. Nous supposons, dans cette configuration d'essai, que le transfert thermique s'effectue toujours perpendiculairement à l'axe de la sonde ; les interfaces entre les plaques parallèles aux plans de diffusion de chaleur n'ont pas d'influence sur le transfert de la chaleur (gradient de température nul parallèlement à l'axe de la sonde).

La figure 3 illustre l'ensemble du dispositif ; les températures sont mesurées à l'aide de thermocouples dont les soudures chaudes sont mises dans les trous avec une colle spéciale. Les signaux sont amplifiés par les transmetteurs de thermocouple reliés à une carte

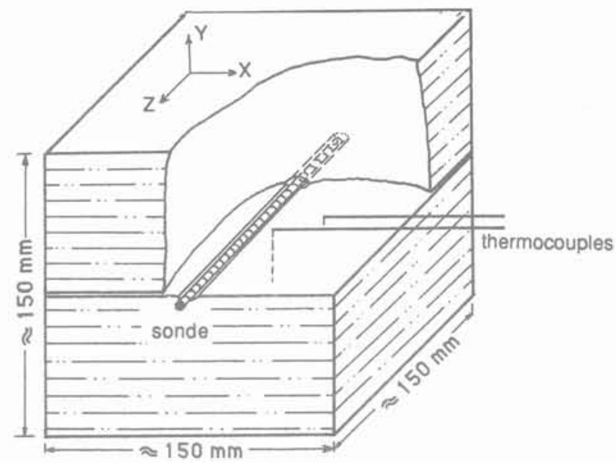


Fig. 1. — Schéma de l'expérience.
(Ici, le bloc est scié en deux parties suivant le plan horizontal passant par l'axe de la résistance chauffante).
Fig. 1. — View of the sample.

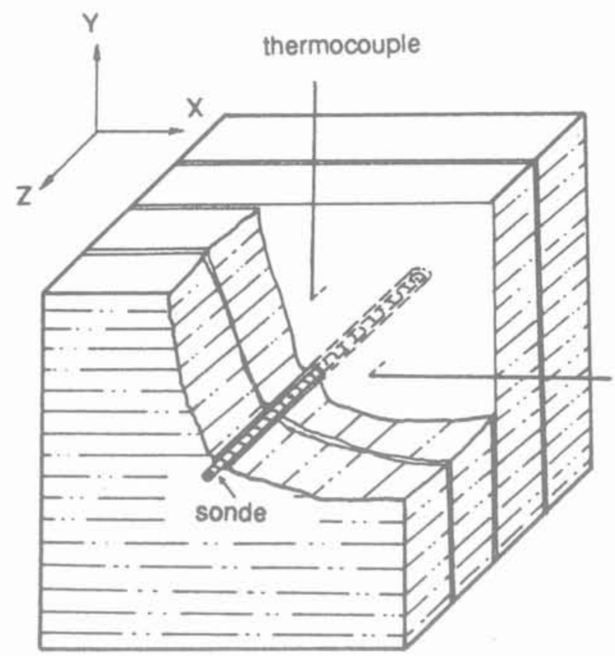


Fig. 2. — Schéma de l'expérience.
(Ici le bloc est découpé selon 4 plaques).
Fig. 2. — View of the sample.

d'acquisition numérique. Compte tenu des caractéristiques de la chaîne, les sorties de température ont une résolution numérique de +/− 0,02 °C.

2. ÉTUDE THÉORIQUE

2.1. Position du problème

Les axes X Y Z coïncident avec les axes principaux de conduction thermique ; s'agissant de roches anisotropes (schistes), l'axe OZ est contenu dans le plan d'anisotropie majeure (plan de schistosité) et coïncide avec l'axe du fil chaud (fig. 4a). Les isothermes sont donc des cylindres d'axe OZ dont la directrice est

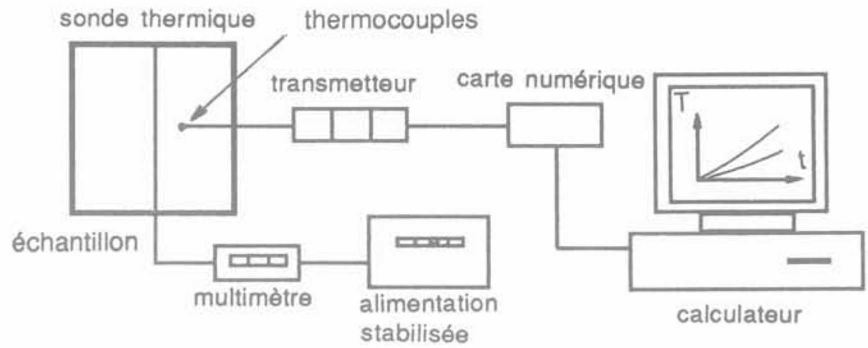


Fig. 3. — Schéma de l'expérimentation et acquisition des données.
Fig. 3. — Scheme of experimentation and data acquisition.

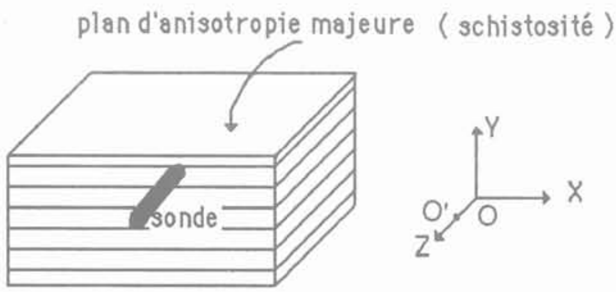


Fig. 4a. — Configuration du problème dans le cas anisotrope.
Fig. 4a. — Configuration of the anisotropic problem.

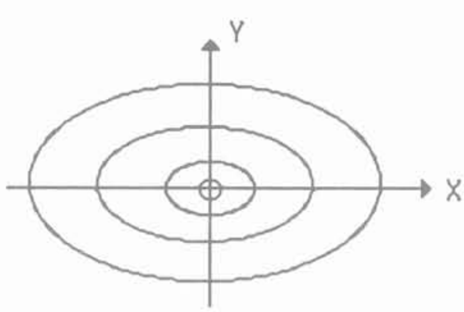


Fig. 4b. — Isothermes dans le plan X-Y.
Fig. 4b. — Isotherms in X-Y plane.

Fig. 4. — Configuration du problème.
Fig. 4. — Configuration of the problem.

symétrique par rapport aux axes X et Y (fig. 4b). La résistance chauffante est supposée être un conducteur parfait chauffé à partir de l'instant initial et débitant une puissance constante connue.

Deux hypothèses peuvent être adoptées concernant la sonde :

— sonde infiniment mince (SIM) ;
— sonde cylindrique (SC).

Nous exposons dans ce qui suit, les modèles mathématiques correspondant à ces deux hypothèses.

2.2. Sonde infiniment mince (SIM)

CARSLAW et JAEGER (1959) établissent la solution correspondant à une source ponctuelle Δq disposée à l'instant initial au point O' (0,0,Z') de l'axe Z (fig. 4a) :

$$T(t) = \frac{\Delta q \ (pCp)^{3/2}}{8 \sqrt{\pi^3 \lambda_x \lambda_y \lambda_z t^3}} \tag{1}$$

$$\exp \left\{ \frac{pCp}{4t} \left(\frac{X^2}{\lambda_x} + \frac{Y^2}{\lambda_y} + \frac{(Z - Z')^2}{\lambda_z} \right) \right\}$$

avec :

T : température du point de coordonnées (X Y Z) ;
λ_x, λ_y, λ_z : conductivités principales, $Wm^{-1} K^{-1}$;
Cp : chaleur spécifique, $Jkg^{-1} K^{-1}$;
p : masse volumique, kgm^{-3} ;
Δq : est défini à partir de la chaleur ΔQ placée à l'instant initial en O', par relation $\Delta q = \Delta Q / pCp$.

Pour une source linéique, infiniment allongée, introduite à l'instant initial (échelon de chaleur), la solution peut être obtenue par intégration par rapport à la coordonnée Z' et au temps :

$$T = \frac{q \ pCp}{4 \pi (\lambda_x \lambda_y)^{1/2}}$$

$$\int_{\frac{pC_p r^2}{4 (\lambda_x \lambda_y)^{1/2} t}}^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} \, du \tag{2}$$

avec : $r^2 = \sqrt{\frac{\lambda_y}{\lambda_x}} x^2 + \sqrt{\frac{\lambda_x}{\lambda_y}} y^2$

Posant : $Q = pCp \ q$

et :

$$- \mathrm{Ei}(-\omega) = \int_{\omega}^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} \, du \qquad (3)$$

Ei : fonction exponentielle intégrale ;
Q : quantité de chaleur émise par unité de temps et unité de longueur ;

il vient :

$$T = \frac{-Q}{4\pi(\lambda_x \lambda_y)^{1/2}} \ \mathrm{Ei}\left(-\frac{\rho C_p r^2}{4(\lambda_x \lambda_y)^{1/2} t}\right) \qquad (4)$$

On établit que pour de petites valeurs de ω :

$$\mathrm{Ei}(-\omega) = \gamma + \mathrm{Ln}(\omega) + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-\omega)^n}{n\,n!} \qquad (5)$$

avec γ : constante d'Euler ($\gamma = 0{,}5772$).

L'équation (4) fournit alors, de manière implicite, les trois paramètres inconnus λ_x, λ_y, et C_p.

Par une méthode d'ajustement, les thermogrammes des points de mesure nous permettent de déterminer ces trois paramètres.

Nous pouvons démontrer que la détermination des trois paramètres nécessite la prise des températures en deux points distincts ; une condition supplémentaire garantit l'indépendance des deux mesures (cf. annexe).

La validation de l'hypothèse de sonde infiniment mince dépend de la nature et du rayon R_s de la sonde, ainsi que de la résistance thermique sonde/milieu. Dans ce cas le flux thermique à la paroi de la sonde peut être déterminé par dérivation de l'équation (4) ; par exemple pour le cas isotrope :

$$K \frac{\partial T}{\partial r} = -\frac{Q}{2\pi r} \, e^{-\frac{r^2}{4at}} \qquad (6)$$

a : étant la diffusivité thermique.

Dans le cas réel (Rs n'est pas infiniment petit), nous proposons une surestimation des erreurs induites par l'hypothèse SIM en supposant que la chaleur spécifique de la résistance chauffante (C_s) est nulle, c'est-à-dire que la chaleur dégagée par la résistance chauffante est entièrement absorbée par le matériau ; le flux thermique au rayon Rs est alors plus important que dans le cas précédent. La figure 5 illustre les erreurs relatives sur les valeurs des paramètres en fonction du rayon de la perforation. Nous constatons que le rayon doit être inférieur à 1,5 mm pour garantir une erreur relative inférieure à 5 %.

Quand le rayon de la perforation est supérieur à 1,5 mm nous proposons d'utiliser le modèle de sonde cylindrique ; on introduit alors la dimension de la sonde dans la condition aux limites.

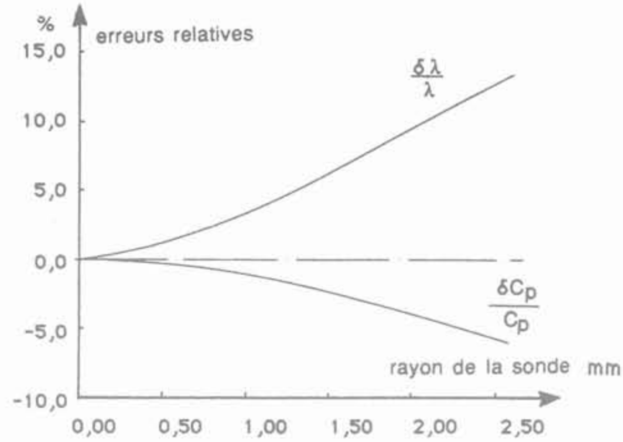


Fig. 5. — Erreurs relatives provoquées par la présence du trou pour la résistance chauffante.
Fig. 5. — Relative errors induced by the presence of the hole for heating resistance.

* Données du calcul : $r = 30$ mm, $a = 1 \times 10^{-6}\ m^2 s^{-1}$, $C_p = 800\ Jkg^{-1} K^{-1}$, $\rho = 2\,600\ kg\, m^{-3}$, $Q = 100\ Wm^{-1}$.

2.3. Sonde cylindrique (SC)

a. Modèle mathématique dans un milieu isotrope

De nombreuses études ont été faites dès les années 50 sur le modèle mathématique de la sonde à choc thermique cylindrique. BLACKWELL (1954) [3], CAESLAW (1959) [5]. En 1956, BLACKWELL [4] publie une étude sur l'erreur que l'on commet quand on néglige le flux de chaleur axial dans la sonde à choc thermique : il établit que le rapport entre la longueur de la sonde et son rayon doit être supérieur à 30 pour que l'hypothèse de flux radial soit vérifiée. AUDIBERT (1985) [1] et LAURENT (1986) [11], ont comparé différents outils de sonde à choc thermique cylindrique et fait une optimisation des outils et des méthodes d'identification des caractéristiques thermocinétiques dans les milieux poreux ; les auteurs utilisent deux modèles pour la détermination de la diffusivité et de la chaleur spécifique (fig. 6).

Fig. 6. — Configuration du modèle SC pour un milieu isotrope.
Fig. 6. — Configuration of SC model for an isotropic medium.

1. *Le modèle dit « température/température ».* La température d'un point (d_2) est modélisée à partir de celle d'un autre point de mesure (d_1). Les paramètres de flux d'entrée n'interviennent alors plus. Dans un système de coordonnées polaires, on établit que :

$$T_2^* = \int_0^t T_1(\tau)\, H_{tt}\,(t-\tau)\, d\tau \qquad (8)$$

avec :

$$H_{tt} = -\frac{2a}{\pi}\int_0^\infty \exp(-au^2 t)$$

$$\frac{J_0(ud_2)\,Y_0(ud_1) - Y_0(ud_2)\,J_0(ud_1)}{J_0^2(ud_1) + Y_0^2(ud_1)}\,u\,du \quad (9)$$

où :

T^*_2 : température calculée au point d_2 ;
$J_0\ Y_0$: fonctions de Bessel de première et de seconde, espèce d'ordre 0 ;
d_1, d_2 : distances entre les points de mesure et la sonde ;
a : diffusivité thermique.

Le modèle « température/température » traduisant une relation entre deux grandeurs de même nature (ici deux températures), ne fait donc intervenir qu'un seul paramètre thermique, la diffusivité. Ceci est un avantage pour le processus d'identification.

2. *Le modèle dit « flux/température »*. La température dans le matériau est modélisée par le flux injecté par la sonde. On établit alors que :

$$T^* = \int_0^t Q(\tau)\,H_{ft}\,(t-\tau)\,d\tau \quad (9)$$

avec :

$$H_{ft} = -\frac{2}{\pi C_p}\int_0^\infty \exp(-au^2 t)$$

$$\frac{J_0(ud)\,Y_1(uR_s) - Y_0(ud)\,J_1(uR_s)}{J_1^2(uR_s) + Y_1^2(uR_s)}\,du \quad (10)$$

où :

J_1 et Y_1 : fonctions de Bessel de première et de seconde espèce d'ordre un ;
Q : flux thermique émis par unité de surface ;
Rs : rayon de la sonde.

Dans la dernière équation les deux paramètres a et C_p interviennent simultanément.

LAURENT (1986) [11] fournit un processus d'identification des paramètres a et C_p ; l'auteur applique le modèle « température/température » pour calculer a, et le modèle « flux/température » pour calculer C_p en utilisant le résultat du modèle précédant. Il montre ainsi que la détermination de la diffusivité thermique par modèle « température/température » est indifférente aux conditions de contact thermique sonde/milieu, même si le contact est très mauvais.

b. Adaptation des modèles aux milieux anisotropes

En reprenant le système de coordonnées cartésiennes, l'équation de la chaleur s'exprime par la relation classique :

$$pCp\,\frac{\partial T}{\partial t} = \quad (11)$$

$$\lambda\left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2}\right) \quad \text{en milieu isotrope}$$

et :

$$pC_p\,\frac{\partial T}{\partial t} = \quad (12)$$

$$\lambda_x\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \lambda_y\frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \lambda_z\frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \quad \text{en milieu anisotrope}$$

avec : $\lambda_x\ \lambda_y\ \lambda_z$, conductivités thermiques principales.

On peut passer d'un milieu anisotrope à un milieu isotrope, CARSLAW et JAEGER (1959) [5], en effectuant le changement des variables défini par :

$$\xi = \sqrt{\frac{\lambda'}{\lambda_x}}\,x\ ;\ \Psi = \sqrt{\frac{\lambda'}{\lambda_y}}\,y\ ;\ \zeta = \sqrt{\frac{\lambda'}{\lambda_z}}\,z \quad (13)$$

où le coefficient λ' peut être choisi arbitrairement.

L'équation de la chaleur se met alors sous la forme :

$$pC_p\,\frac{\partial T}{\partial t} = \lambda'\left(\frac{\partial^2 T}{\partial \xi^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial \Psi^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial \zeta^2}\right) \quad (14)$$

Dans le nouveau système des variables ξ Ψ et ζ, l'équation de la chaleur (14) est formellement identique à l'équation du milieu isotrope (11). Pour intégrer l'équation, il faut évidemment effectuer le changement de variables sur les conditions aux limites, ce qui risque d'induire quelques difficultés.

Pour le problème du choc thermique cylindrique dans un milieu anisotrope, nous proposons, pour les modèles température/température et flux/température, de poser $\lambda' = \sqrt{\lambda_x\,\lambda_y}$, (modèle dans le plan x-y) (fig. 7).

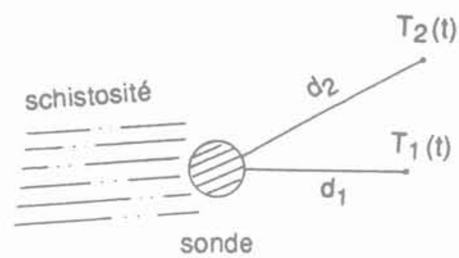


Fig. 7. — Configuration du modèle SC pour un milieu anisotrope.

Fig. 7. — Configuration of SC model for an anisotrope medium.

Les paramètres a, d_1, d_2, Rs dans les modèles H_{tt} et H_{ft} deviennent alors a^*, d^*_1, d^*_2, R^*_s définis par :

$$a^* = \frac{\sqrt{\lambda_x\lambda_y}}{pC_p}\ ;\ d^*_1 = \left(\sqrt{\frac{\lambda_y}{\lambda_x}}\,x_1^2 + \sqrt{\frac{\lambda_x}{\lambda_y}}\,y_1^2\right)^{1/2}$$

$$d^*_2 = \left(\sqrt{\frac{\lambda_y}{\lambda_x}}\,x_2^2 + \sqrt{\frac{\lambda_x}{\lambda_y}}\,y_2^2\right)^{1/2};$$

$$R^*_s = \left(\sqrt{\frac{\lambda_y}{\lambda_x}}\,x_s^2 + \sqrt{\frac{\lambda_x}{\lambda_y}}\,y_s^2\right)^{1/2}$$

où :

x_1y_1, x_2y_2 coordonnées des points de mesure d_1 et d_2

s_s et y_s définis par $x_s^2 + y_s^2 = R_s^2$

c. Conditions aux limites et comparaison des modèles « température/température » et « flux/température »

Soulignons que pour que l'hypothèse de la sonde cylindrique soit valable après la transformation des variables (14), le trou de sonde doit être de forme elliptique (fig. 8) défini par la dernière équation R^*_s, ce qui est pratiquement impossible à réaliser techniquement. L'erreur sur cette condition aux limites est d'autant plus faible que le diamètre du trou est petit.

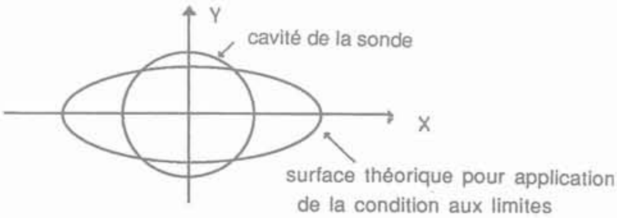


Fig. 8. — Condition aux limites géométriques.
Fig. 8. — Geometrical boundary condition.

De plus, par rapport au modèle isotrope la variable λ_x/λ_y intervient. Pour le modèle « flux/température » il existe trois variables indépendantes, λ_x, λ_y, C ; mais deux variables seulement, λ_x/λ_y et a^*, pour le modèle « température/température ».

Comme dans le cas isotrope, les variables λ_x/λ_y et a^* du modèle « température/température » sont indifférentes aux conditions de contact sonde/milieu. Mais les calculs numériques montrent que ces deux variables sont beaucoup plus sensibles aux erreurs de mesure de température que pour le modèle « flux/température ». Par exemple pour le modèle « température/température » il faut avoir une précision de mesure de 0,005 °C pour une précision relative des variables de 95 %. Par contre pour le modèle « flux/température » il suffit d'une précision de mesure de 0,08 °C pour atteindre la même précision. En conséquence nous utilisons seulement le modèle « flux/température » pour déterminer les paramètres thermiques de milieux anisotropes.

Cette différence considérable entre les deux modèles s'explique par le fait que le modèle « température/température » élimine les paramètres de flux d'entrée, donc élimine également sa « contribution » pour l'identification des inconnues. Manifestement le flux a la « contribution » la plus importante dans les modèles, parce que c'est lui qui provoque l'évolution de la température.

2.4. Processus de détermination des paramètres

La figure 9 présente le processus de détermination des paramètres par le modèle SC ou SIM. Les valeurs initiales des paramètres ne peuvent pas être choisies arbitrairement : il importe de prendre pour ces valeurs initiales, des valeurs réalistes, sinon le processus d'itération peut conduire à des impossibilités (par exemple conductivité négative).

Les modèles SC convergent très lentement (malgré l'élimination des calculs répétés dans la double intégration des modèles) conduisant à des temps de calcul excessifs. Par contre le modèle SIM converge beaucoup plus rapidement. Manifestement quand le diamètre de sonde tend vers zéro, le modèle de SC converge vers le modèle de SIM, ce qui peut servir pour tester les résultats numériques des modèles. La modélisation numérique montre que les paramètres thermiques à déterminer sont moins affectés par l'erreur de mesure de température si les mesures se situent sur les axes principaux de conduction thermique.

Nous utilisons un flux d'entrée de forme échelon. Les thermogrammes aux distances d_1 et d_2 (fig. 10) au bout de 150-200 secondes sont utilisés pour déterminer les paramètres thermiques parce que pendant cette période l'effet de bordure latérale ne se fait pas encore sentir. Quant à l'effet de la bordure axiale de l'échantillon, la longueur de la sonde est largement supérieure à 30 fois son diamètre, donc l'hypothèse de sonde infiniment longue reste valable pendant la durée de l'essai.

La qualité de l'ajustement est caractérisée par les valeurs des « résidus » (T^*-T). La figure 11 illustre l'évolution des résidus d'un calcul. Ils ont une distribution aléatoire par rapport au temps, dont la moyenne est de l'ordre de 0,015 °C (qui correspond à la résolution numérique de la mesure de température).

3. RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

3.1. Paramètres physiques et mécaniques des échantillons

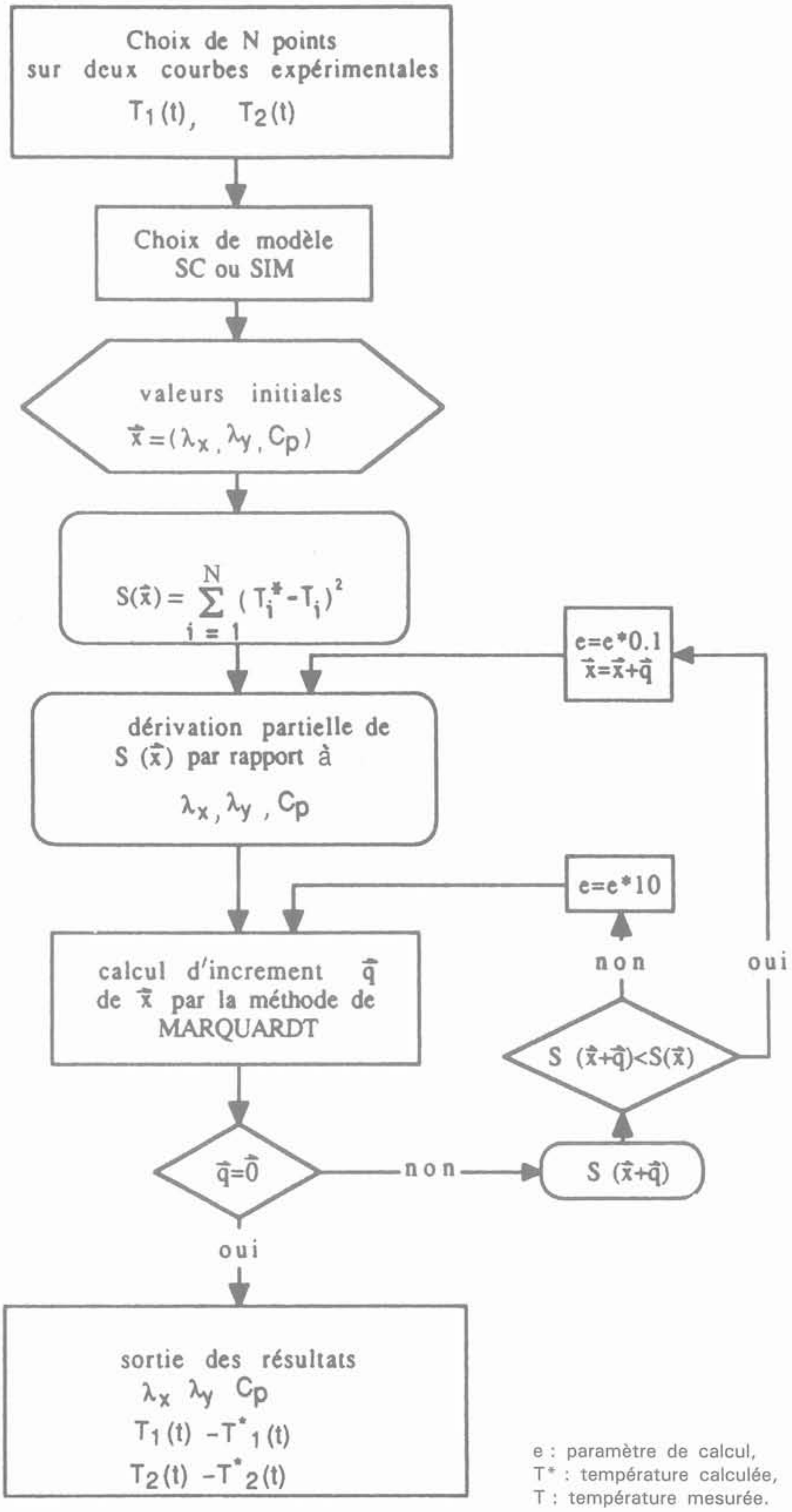
Cinq blocs de roche sont testés, dont quatre schistes et un granite. Le tableau 1 précise leurs paramètres géomécaniques.

Les échantillons sont séchés à 110 °C pendant 24 heures. Entre deux essais sur un même échantillon, un délai de 10 heures est nécessaire afin d'homogénéiser les températures initiales.

Le choix du modèle SC ou SIM dépend du diamètre de la sonde ; s'il est inférieur à 1,5 mm, on utilise le modèle SIM, dans le cas contraire on adopte le modèle SC.

3.2. Influence de la puissance thermique

La puissance thermique dégagée par la résistance chauffante a une influence sur la précision relative de



e : paramètre de calcul,
T* : température calculée,
T : température mesurée.

Fig. 9. — Processus d'identification des paramètres thermiques.
Fig. 9. — Identification process for the thermal parameters.

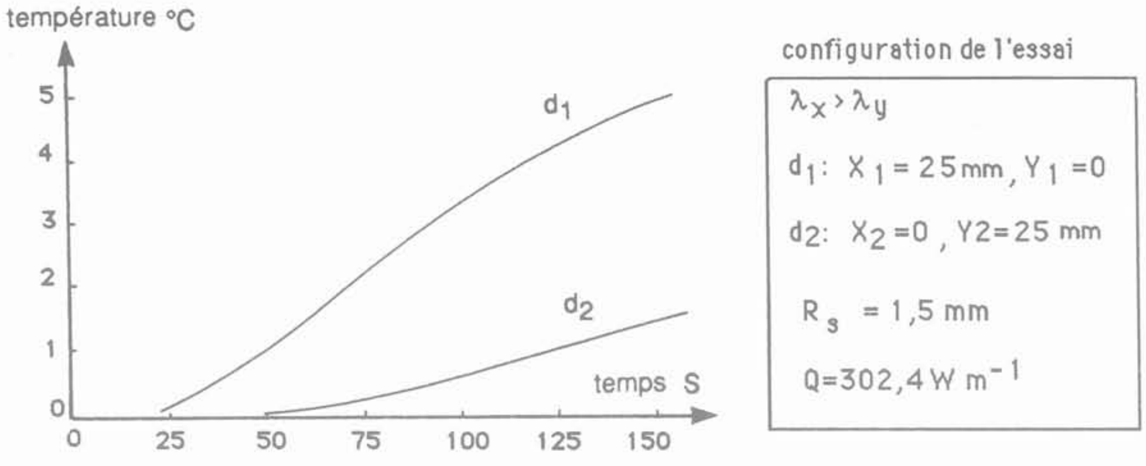


Fig. 10. — Exemple de thermogrammes expérimentaux.
Fig. 10. — Example of experimental thermograms.

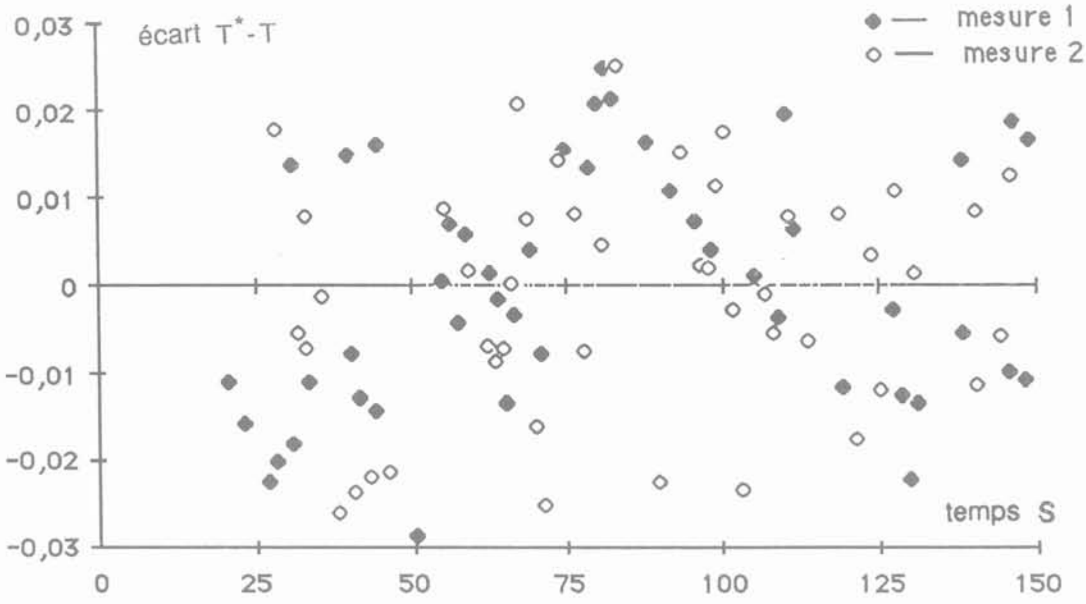


Fig. 11. — Exemple d'évolution des résidus en fonction du temps.
Fig. 11. — Example of residues distribution as a function of time.

Tableau 1. — Paramètres physiques et mécaniques des échantillons
Table 1. — Physical and mechanical parameters of the specimens

Ech. n°	Qualification	Masse volumique kg m^{-3}	Porosité totale %	Célérité des ondes longitudinales (C) ms^{-1}	Module d'élasticité (E) MPa	Résistance à la compression simple (R) (MPa)
1	Schiste sericito quartzeux	2 650	3,0	X 6 300 Y 4 600	41 300 27 600	73 140
2	Schiste sericito quartzeux	2 640	7,6	X 6 000 Y 3 100	29 600 27 500	76 142
3	Gneiss à amphibolites	2 670	1,4	X 5 300 Y 2 800	34 400 31 700	110 196
4	Schiste ardoisier	2 920	2,7	X 6 646 Y 3 500	30 000 24 700	68 247
5	Monzogranite	2 650	1,4	4 864	50 000	160

la température de mesure. Une série d'essais en fonction de la puissance sont réalisés sur l'échantillon n° 1 à température ambiante du laboratoire. La figure 12 représente les résultats des calculs pour la détermination de λ_x, λ_y et C_p. Dans la gamme de 1 à 3,5 W/cm les mesures sont représentatives. En dessous de 1 W/cm, les mesures de température sont affectées d'une manière importante.

3.3. Résultats à température ambiante

Le tableau 2 précise les résultats des essais effectués sur les échantillons à température ambiante (environ 20 °C) ; les puissances thermiques sont comprises entre de 1 et 3 W/cm. Les résultats sont significatifs au seuil de 2 % à 6 % ($2\sigma/m$) avec :

σ : écart-type
m : valeur moyenne

Nous constatons que les anisotropies thermiques sont très marquées pour les schistes. Par exemple, le rapport de la conductivité λ_x/λ_y est de l'ordre de 3 pour le schiste ardoisier. Cette anisotropie thermique est évidemment liée à la microstructure de la roche : la condution thermique s'effectue préférentiellement dans le plan de la schistosité où le flux thermique rencontre davantage de « ponts thermiques » (fig. 13).

Il est intéressant de comparer l'anisotropie thermique à celle qui peut être détectée par des essais mécaniques : résistance, module d'Young, célérité des ondes longitudinales (tableau 3). Les anisotropies des différents paramètres ne semblent pas liées.

Tableau 2. — Résultats de mesure des paramètres thermiques à température ambiante
Table 2. — Results of mesurement of thermal parameters at ambient temperature

Echantil. n°	λ_x $Wm^{-1}K^{-1}$ m	σ	λ_y $Wm_{-1}K^{-1}$ m	σ	Cp $J\,kg^{-1}K^{-1}$	
1	4,82	0,05	2,30	0,04	821,3	17,3
2	3,31	0,04	1,86	0,05	709,4	19,3
3	3,64	0,11	1,75	0,03	848,0	16,4
4	4,37	0,14	1,51	0,07	787,2	11,9
5	3,34	0,03	3,21	0,07	834,1	17,9

Tableau 3. — Comparaison du degré d'anisotropie, mesuré à partir des différents paramètres physiques
Table 3. — Comparaison of anisotropy of different parameters

Echantillon	$\frac{\lambda x}{\lambda y}$	$\frac{Ex}{Ey}$	$\frac{Rx}{Ry}$	$\frac{Cx}{Cy}$
1	2,10	1,49	0,52	1,37
2	1,78	1,08	0,54	1,93
3	2,08	1,09	0,56	1,89
4	2,89	1,21	0,28	1,24

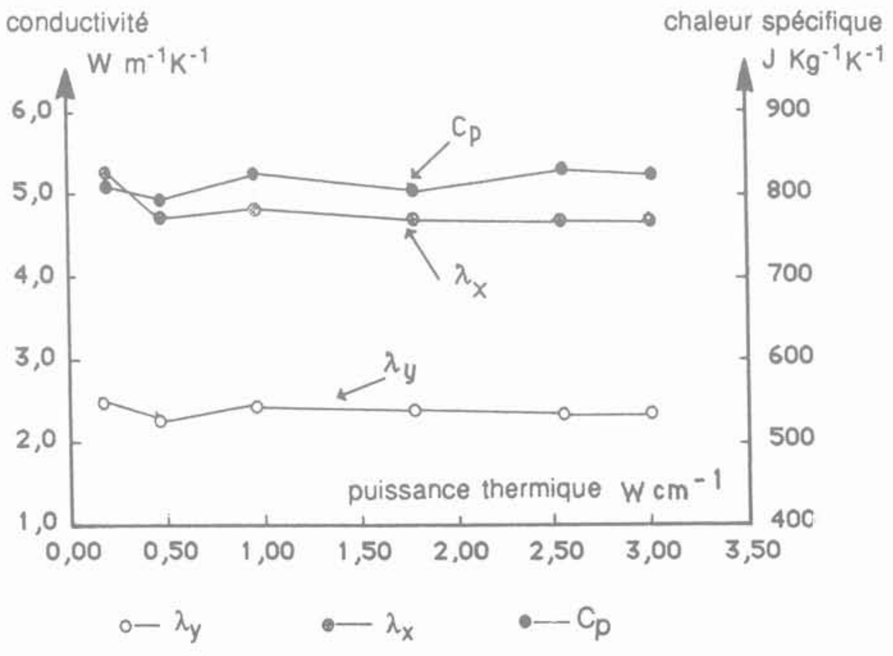


Fig. 12. — Evolution des paramètres thermiques en fonction de la puissance thermique dégagée par la résistance chauffante.
Fig. 12. — Evolution of the thermal parameters with respect to the heat power generated by the heating resistance.

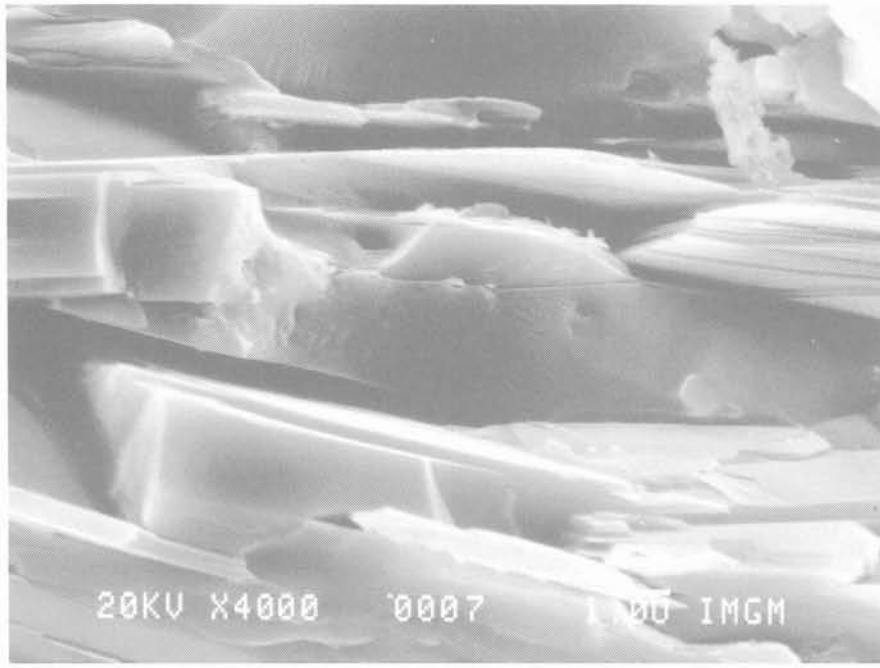


Fig. 13. — Vue au microscope électronique de l'échantillon n° 2 (schiste sericito-quartzeux).
Fig. 13. — Scanning microscop view of the sample n° 2.

3.4. Influence de la température ambiante

La méthode présentée a l'avantage de l'accessibilité de l'échantillon pendant l'essai, ce qui permet d'effectuer des mesures dans différentes conditions de température ambiante (mise en étuve de l'échantillon durant l'essai) ou sous une pression de confinement (essai sous presse).

Nous avons réalisé des essais à diverses températures ambiantes ; de 20 à 250 °C sur l'échantillon de monzogranite. Pour une température ambiante fixée, l'échantillon est maintenu en étuve pendant 24 heures avant essai.

La figure 14 fournit les conductivités thermiques et la chaleur spécifique du monzogranite en fonction de la température ambiante. On constate que les conductivités diminuent légèrement au fur et à mesure

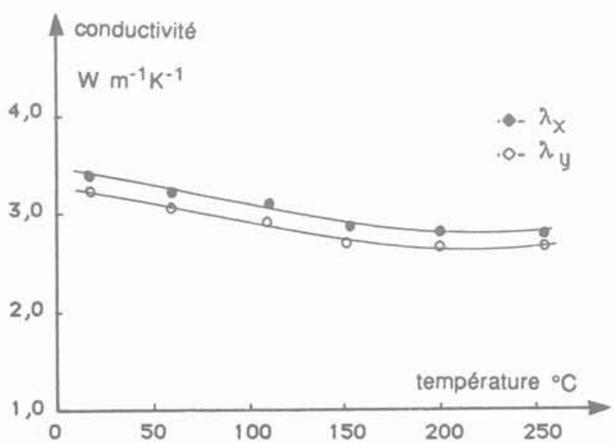


Fig. 14a. — Evolution des conductivités en fonction de la température.
Fig. 14a. — Evolution of conductivities as a function of temperature.

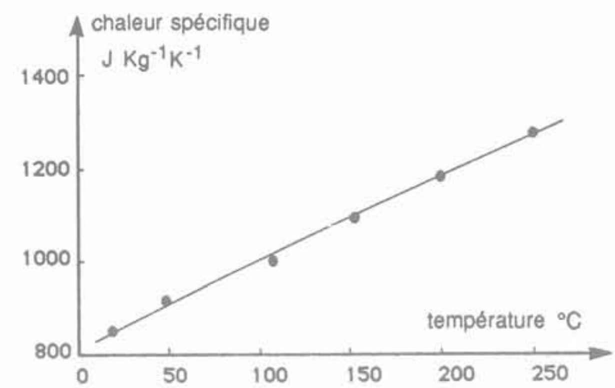


Fig. 14b. — Evolution de la chaleur spécifique en fonction de la température.
Fig. 14b. — Evolution of specific heat a function temperature.

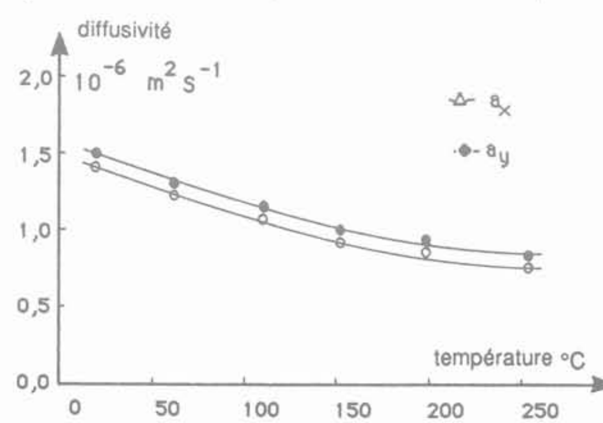


Fig. 14c. — Evolution des diffusivités calculées en fonction de la température.
Fig. 14c. — Evolution of diffusivities as a function of temperature.

Fig. 14. — Variation des paramètres λ_x λ_y et C_p en fonction de la température ambiante de l'échantillon de monzogranite.
Fig. 14. — Variation of thermal parameters λ_x λ_y et C_p as functions of environment temperature, for monzogranite.

de l'augmentation de la température ambiante (environ de 0,25 × 10^{-2} Wm^{-1} K^{-1}) : cela peut être expliqué par le développement des microfissurations d'origine thermique. Par contre la chaleur spécifique augmente de façon significative (environ de 1,8 Jkg^{-1} K^{-1}). Les diffusivités thermiques calculées avec ces deux derniers paramètres diminuent également en fonction de la température, mais c'est l'augmentation de la chaleur spécifique qui joue un rôle prépondérant. La variation de la vitesse des ondes sur les échantillons témoins confirme également la formation de microfissures thermiques en fonction de la température (fig. 15).

3.5. Influence de propriétés thermiques non linéaires sur la mesure

Les résultats précédants confirment l'existence de propriétés thermiques non linéaires ; pourtant nous utilisons un modèle théorique linéaire pour déterminer ces paramètres thermiques. L'ajustement des données expérimentales sur un tel modèle risque-t-il de conduire à des valeurs erronées des paramètres thermiques ?

La méthode d'ajustement s'effectue à partir des thermogrammes dont l'amplitude est de l'ordre de quelques degrés ; dans cette gamme d'amplitude, la variation des propriétés thermiques apparaît négligeable. Au voisinage de la résistance chauffante, l'écart de température peut atteindre plusieurs dizaines de degrés, mais le volume rocheux est très limité. L'éventualité de non linéarité devrait donc demeurer sans conséquence pour les mesures enregistrées par les thermocouples.

Afin de valider cette remarque, une simulation numérique a été effectuée sur un code de calcul par éléments finis. Les données du calcul numériques sont issues de la configuration correspondant aux essais réalisés. En particulier, les valeurs de λ_x, λ_y et C_p sont celles des figures 14a et 14b. Le tableau 4 présente les températures de la modélisation numérique correspondant au cas non linéaire en fonction du temps. Les écarts de température entre les deux hypothèses de calcul (linéaire et non linéaire) restent

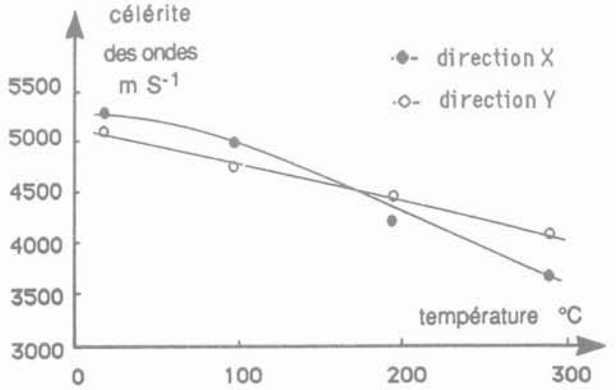


Fig. 15. — Variation de la vitesse des ondes longitudinales en fonction de la température sur les échantillons témoins.
Fig. 15. — Variation of longitudinal wave velocity as a function of temperature the vitness specimens.

Tableau 4. — Comparaison des calculs numériques linéaires et non linéaires de propriétés thermiques
Table 4. — Comparaison of numerical calculations with linear and non linear thermal properties

Temps (S)	Température calculée °C			
	Coordonnées d_1 (26,7 0)		Coordonnées d_2 (0 26,7)	
	Linéaire	Non linéaire	Linéaire	Non linéaire
20	0,00625	0,00767	0,00481	0,00602
40	0,11314	0,11281	0,09449	0,09454
100	1,19199	1,18395	1,08070	1,07019
180	2,98248	2,97901	2,79139	2,78834

inférieurs à 10^{-2} °C, valeur inférieure à la résolution numérique de nos essais.

4. SYNTHÈSE

La méthode du choc thermique peut être utilisée pour déterminer les paramètres de conduction thermique des roches anisotropes. Le modèle de choc thermique cylindrique (SC) peut s'adapter aux échantillons où le rayon de la sonde est supérieur à 1,5 mm pour les roches très dures. Le modèle de sonde infiniment mince (SIM) a l'avantage de permettre l'identification rapide des paramètres, mais le rayon de la sonde devrait être inférieur à 1,5 mm.

Les deux conductivités principales sont mesurées par un essai sur un bloc, ce qui permet d'avoir des résultats représentatifs. Cette méthode permet également d'effectuer des mesures à température élevée et sous pression de confinement.

Les essais effectués sur des roches schisteuses font apparaître une différence importante de conduction thermique entre les directions parallèles et perpendiculaires au plan principal de schistosité. Pour certaines roches à anisotropie très marquée (schistes ardoisiers), le rapport de conductivité peut être de l'ordre de 2,5 à 3.

Les essais réalisés à des températures ambiantes variant de 20 °C à 250 °C, font apparaître une non linéarité des propriétés thermiques.

ANNEXE

Rappel du problème : La détermination des trois paramètres nécessite la prise des températures en deux points distincts M_1 (X_1, Y_1) et M_2 (X_2, Y_2).

Supposons qu'il existe deux solutions distinctes (λ_x, λ_y, C_p) et (λ'_x, λ'_y, C'_p). Portant ces deux solutions successivement dans l'équation (4), il vient en M_1 :

$$\lambda_x\lambda_y = \lambda'_x\lambda'_y \qquad \text{(I)}$$

$$C_p(\lambda_y X_1^2 + \lambda_x Y_1^2) = C'_p\,(\lambda'_y X_1^2 + \lambda'_x\, Y_1^2) \qquad \text{(II)}$$

De même en M_2 :

$$C_p(\lambda_y X_2^2 + \lambda_x Y_2^2) = C'_p(\lambda'_y X_2^2 + \lambda'_x Y_2^2) \quad \text{(III)}$$

(II) et (III), conduisent à :

$$(X_1^2 Y_2^2 - X_2^2 Y_1^2)(\lambda'_x \lambda_y - \lambda_x \lambda'_y) = 0 \quad \text{(IV)}$$

Si $X_1^2 Y_2^2 - X_2^2 Y_1^2 \neq 0$

alors : $\lambda'_x \lambda_y - \lambda_x \lambda'_y = 0$

En comparant, cette dernière égalité à (I), nécessairement :

$$\lambda'_x = \lambda_x \; ; \; \lambda'_y = \lambda_y \; C'_p = C_p$$

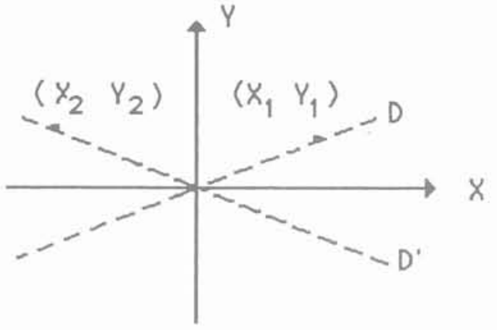
la solution est donc unique.

Si $X_1^2 Y_2^2 - X_2^2 Y_1^2 = 0$

c'est-à-dire :

$$\frac{Y_1}{X_1} = \pm \frac{Y_2}{X_2} \quad \text{(V)}$$

la solution n'est pas unique, et elle peut être définie arbitrairement par l'équation (I). La relation (V) décrit les deux droites D et D' de la figure ci-dessous.



Du point de vue géométrique, en fixant arbitrairement un point M_1 (X_1, Y_1), la dernière équation est une équation de droites symétriques par rapport aux axes. Il apparaît ainsi que les mesures effectuées en deux points quelconques de D et D' ne sont pas « indépendantes ».

BIBLIOGRAPHIE

[1] AUDIBERT S. (1985), *Détermination des caractéristiques thermocinétiques des milieux poreux*. Thèse de 3e cycle USM/INP Grenoble.

[2] BEREST P., WEBER Ph. (1988), *La thermomécanique des roches*. Actes de l'Ecole d'été, édition de BRGM n° 16.

[3] BLACKWELL J.H. (1954), *A transient-flow method for determination of thermal constants of insulating materials in bulk*. Canadian Journal of Physics, vol. 25, n° 2, p. 137-144.

[4] BLACKWELL J.H. (1956), *The axial-flow error in the thermal-conductivity probe*. Canadian Journal of Physics, vol. 34, p. 412-417.

[5] CARSLAW H.S., JAEGER J.C. (1959), *Conduction of heat in solids*. 2 nd edition. Oxford at the Clarendon Press.

[6] CULL J.P. (1974), *Thermal conductivity probes for rapid measurments in rock*. Journal of Physics E, Scientific Instrument, vol. 7, p. 771-774.

[7] DESMONS J.Y., MADIETA E., MARTIN M., TORGUET R., LE RAY M. (1984), *Nouvelle méthode de mesure de la conductivité thermique*. Int. J. Heat Mass Transfer. Vol. 27, n° 4, p. 511-517.

[8] FOURES J.C., JAVELAS R., PERRIN B. (1981), *Caractéristique thermique de matériaux de construction. Détermination. Variation en fonction de la teneur en eau*. Revue générale de thermique n° 230, février 1981.

[9] FOURES J.C., JAVELAS R., PERRIN B. (1980), *Application d'une méthode impulsionnelle à la détermination du coefficient de conductivité thermique des matériaux de construction*. Revue générale de thermique n° 218, février 1980.

[10] GROUHEL M.C., GIAT M. (1988), *Conductivité thermique apparente de la terre cuite humide non saturée*. Revue générale de thermique n° 323, novembre 1988.

[11] LAURENT (1986), *Contribution à la caractérisation thermique des milieux granulaires*. Thèse USM/INP, Grenoble.

[12] LEONTIEVA (1985), *Théorie des échanges de chaleur et de masse*. Traduction française Edition MIR.

[13] PERRIN B., FOURES J.C., JAVELAS R. (1982), *Utilisation d'une méthode de chocs thermiques pour la détermination du coefficient de conductivité thermique et de la diffusivité des mortiers et terres cuites*. Annuaires de l'ITBTP n° 402, février 1982.

[14] QUENARD D., SALLEE H. (1988), *Détermination rapide des paramètres thermiques des matériaux par sonde à choc et thermofluxmètres*. CSTB Cahier 2295, novembre 1988.

Une comparaison préliminaire de modèles rhéologiques pour l'argile plastique : l'exercice communautaire INTERCLAY (phase pilote-1989)

A preliminary comparison of rheological models for plastic clay : the community project INTERCLAY (pilot phase-1989)

B. CÔME
Commission des Communautés Européennes

Rev. Franç. Géotech. n° 55, pp. 75-80 (avril 1991)

Résumé

On a comparé des modèles décrivant le comportement différé de l'argile plastique de Boom (Belgique), selon deux approches : (a) fluage, et (b) dissipation de pression interstitielle. Dans une première phase pilote, trois équipes ont résolu, indépendamment, deux problèmes simplifiés : (1) l'excavation d'un tunnel profond avec pose d'un revêtement rigide et perméable ; (2) un essai de fluage in situ au dilatomètre. Les données provenaient d'essais de laboratoire sur le même matériau. On présente ici les premiers enseignements tirés de cette comparaison.

Ces travaux ont été réalisés dans le cadre du 3e programme communautaire de R&D sur « la gestion et le stockage des déchets radioactifs ».

Abstract

Two kinds of models for describing the time-dependent behaviour of plastic Boom clay (Belgium) were compared : (a) creep model, and (b) pore pressure dissipation model. In a first exploratory phase, three teams solved, independently, two idealized problems : (1) the excavation of a deep tunnel with a stiff and permeable lining ; (2) an in situ dilatometer creep test. Data were obtained from laboratory tests on the same material. The first lessons drawn from this comparison are presented.

This work was carried out in the framework of the 3 rd Community R&D programme on «management and storage of radioactive waste ».

* 200, rue de la Loi 1049 Bruxelles (Belgique).

1. INTRODUCTION

Pour décrire le comportement différé des argiles plastiques, on a ordinairement recours à deux approches. L'une considère le matériau comme un solide monophasique susceptible de se déformer par fluage : c'est l'approche de la mécanique des roches. L'autre considère le rôle de l'eau interstitielle incluse dans les pores du matériau, et identifie, pour cause essentielle des déformations, une redistribution des pressions interstitielles sous l'effet des forces appliquées : cette description est du domaine de la mécanique des sols. Certains matériaux, tels l'argile plastique de Boom (Belgique), sont à la frontière entre un sol rigide et une roche tendre, et peuvent donc a priori être étudiés par l'une ou l'autre de ces méthodes.

Comme l'argile de Boom est un matériau candidat pour l'évacuation de déchets radioactifs (BONNE, 1987), il est nécessaire de pouvoir prédire de façon fiable les perturbations mécaniques et/ou hydrauliques entraînées dans ce matériau par la création d'un dépôt, et la mise en place de déchets. C'est dans ce contexte qu'une comparaison entre les deux approches mentionnées plus haut prend tout son sens, chacune prétendant rendre compte de façon satisfaisante de l'évolution du matériau sous l'effet des diverses sollicitations.

Une telle comparaison apparaît d'autant plus aisée que l'argile de Boom, étudiée en particulier par le Centre d'Etude de l'Energie Nucléaire (CEN/SCK) à Mol depuis 1975, est probablement l'un des rares matériaux sur lequel on ait réalisé un aussi grand nombre d'essais géomécaniques, de laboratoires et en place, incluant en particulier des essais de fluage, et aussi des essais triaxiaux drainés et œdométriques. Les éléments nécessaires pour une comparaison systématique des deux « philosophies » évoquées sont donc réunis ; une première tentative avait d'ailleurs été esquissée dès 1987 en ce sens (DE BRUYN, 1989). Dans un esprit légèrement différent, davantage orienté vers des modèles dérivés d'essais de laboratoire sur l'argile de Boom, la Commission des Communautés Européennes a lancé, en 1989, la phase pilote d'un projet dénommé INTERCLAY, devant déboucher, à terme, sur une évaluation rigoureuse des deux approches, « fluage » et « pression interstitielle ».

Ont contribué à cette phase pilote :

— le CEN/SCK, opérateur du laboratoire souterrain à Mol, et coordonnateur du programme de recherche sur le matériau ;

— le Laboratoire de Mécanique des Solides (LMS) à Palaiseau associé au CEA-ANDRA (F) ;

— l'ISMES, Bergame (I) ;

— le Geotechnical Consulting Group (GCG), Londres, associé à la City University, avec l'appui du Building Research Establishment (GB).

2. DONNÉES CONCERNANT LE MATÉRIAU

En 1984, des blocs d'argile avaient été soigneusement prélevés dans une petite galerie (profondeur : 240 m) du laboratoire souterrain sous le site du CEN/SCK à Mol, et répartis entre plusieurs laboratoires.

Au LMS furent réalisés des essais de compression non drainés, de fluage mono et triaxial, et de fluage sur tube creux, d'où fut dérivé un modèle de comportement élasto-visco-plastique avec radoucissement décrivant la déformation de l'argile de Boom en terme de fluage (ROUSSET, 1988).

De leur côté, ISMES et GCG adoptèrent une description du matériau en terme de dissipation de pression interstitielle, couplant :

— la loi de Darcy pour l'écoulement de l'eau interstitielle ;

— l'équation de continuité de l'ensemble eau-pores ;

— une loi de comportement, en contraintes effectives, du squelette solide. Pour l'exercice INTERCLAY, GCG et ISMES utilisèrent un modèle « CAM-CLAY modifié » (BALDI, 1987 ; HORSEMAN, 1987).

On notera que les résultats d'essais, tels que courbes œdométriques, peuvent faire l'objet d'interprétations légèrement différentes ; c'est ainsi que les grandeurs caractéristiques du matériau ne furent pas identiques pour GCG et ISMES (par exemple la perméabilité fut prise égale respectivement à 4.10^{-12} et 10^{-12} m/s par ces équipes).

3. PROBLÈMES CONSIDÉRÉS

Pour garder une taille raisonnable à l'exercice, on n'a considéré que des problèmes théoriques et simplifiés, mais cependant pas trop différents de situations réelles d'essais conduits à environ 220 m de profondeur dans l'argile de Boom (CÔME, 1989). En termes généraux, ces problèmes se ramènent au comportement de tubes très épais, modélisables en symétrie de révolution et en déformations planes ; les chargements et le matériau sont supposés isotropes. Enfin, les conditions initiales et aux limites sont mathématiquement bien spécifiées, ce qui n'est pas toujours le cas dans la réalité d'une excavation souterraine.

Les problèmes proposés, et résumés ci-dessous, firent l'objet de spécifications préparées par la Commission, tenant compte des commentaires exprimés par les participants.

3.1. Problème « excavation de tunnel profond »

Dans un cylindre d'argile de rayon 50 m chargé par 4,4 MPa de pression totale, dont 2,2 MPa de pression interstitielle, un tunnel coaxial de rayon 2,5 m est « excavé » (à 220 m de profondeur), en faisant décroître la pression totale intérieure de 4,4 MPa, valeur initiale, à 1 MPa, en 10^6 secondes (environ 12 jours). A cette date, le déplacement radial est bloqué par un revêtement infiniment rigide et perméable. On demanda l'évolution de la contrainte totale sur le revêtement, et à certains points dans le massif, ainsi que l'évolution de la pression interstitielle en ces mêmes points, jusqu'à 10^9 secondes (environ 32 ans). Les équipes utilisant l'approche « pression interstitielle » durent justifier en outre l'évolution de cette pression en paroi d'excavation, jusqu'à ce qu'elle reste à une valeur nulle (condition de drainage par le tunnel).

3.2. Problème « essai in situ de fluage au dilatomètre »

On envisage une membrane cylindrique de rayon 7,5 cm, logée à 220 m de profondeur dans un tube coaxial d'argile épais de rayon 1,5 m, chargé par 4,4 MPa de contrainte totale, dont 2,2 MPa de pression interstitielle. La membrane initialement gonflée à 4,4 MPa est progressivement dégonflée jusqu'à 2 MPa en 1 heure ($3{,}6.10^3$ s) ; la pression interne reste maintenue ensuite à 2 MPa. On demanda l'évolution de la convergence de la membrane au cours du temps, ainsi que celle des contraintes totales et pressions interstitielles dans le tube. L'imperméabilité de la membrane correspond à une condition mathématique de flux d'eau constamment nul.

4. RÉSULTATS

Les calculs de contraintes et déplacements ont été réalisés par les diverses équipes selon l'arrangement du tableau suivant. Les trois équipes ont résolu les problèmes indépendamment l'une de l'autre, les résultats (inconnus à l'avance des participants) étant rassemblés par la Commission pour être présentés sous forme de diagrammes comparatifs par le CEN/SCK.

Equipe	Approche	Code de calcul
LMS	fluage	GEOMEC
GCG	pression interstitielle	CRISP
ISMES	" "	—

Le détail des résultats est donné dans le rapport de synthèse du projet (CCE, 1990). A titre d'exemple, les figures 1 à 4 donnent respectivement l'évolution :

— de la pression totale sur le revêtement,
— de la pression interstitielle à différentes distances dans le massif,

dans le cas du calcul du tunnel ;

— de la convergence de la paroi du forage,
— de la contrainte totale radiale,

dans le cas du calcul de l'essai au dilatomètre.

5. DISCUSSION DES RÉSULTATS

5.1. Constatations

Bien que les courbes calculées par les différentes équipes ne coïncident pas entièrement, on peut cependant tout d'abord noter une certaine similitude d'allure, non seulement dans les tendances générales, mais aussi dans les ordres de grandeur calculés : la variation des résultats, du plus faible au plus grand, est du simple au double en général. Il est assez remarquable que des philosophies de modélisation aussi différentes que celles considérées ici fournissent des résultats prévisionnels somme toute assez bien groupés.

Bien que — on l'a souligné plus haut — les problèmes ne soient que des simplifications de cas réels, on peut néanmoins tenter une comparaison avec des

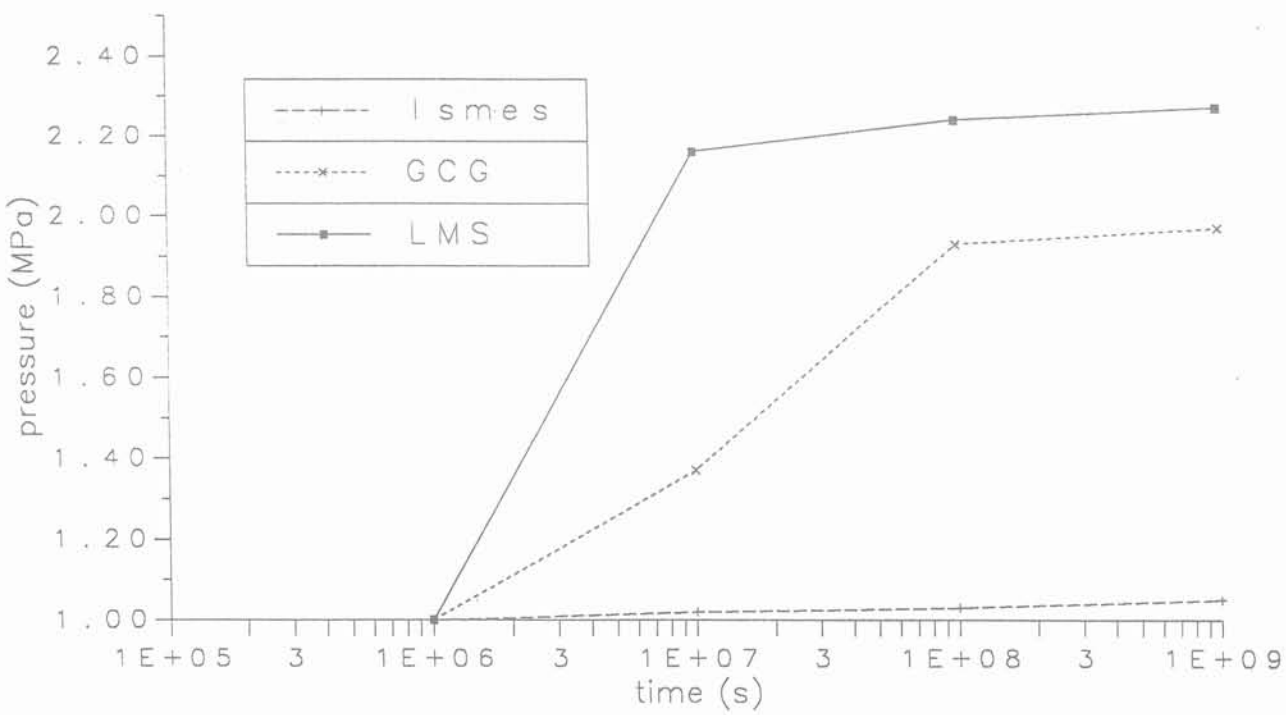


Fig. 1. — Excavation du tunnel : calcul de la pression totale sur le revêtement.
Fig. 1. — Tunnel excavation : total pressure on the lining (MPa).

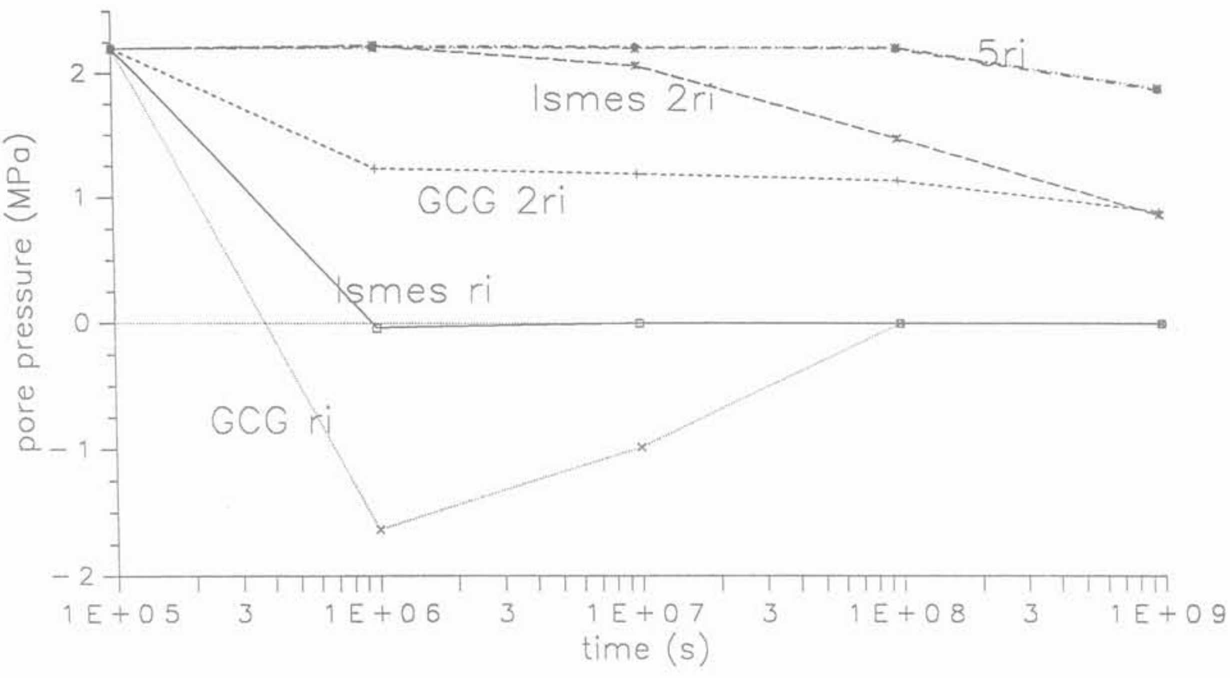


Fig. 2. — Excavation du tunnel : calcul de la répartition des pressions interstitielles à 1,2 et 5 rayons de cavité.
Fig. 2. — Tunnel excavation : pore pressure (MPa) at ri (gallery wall), 2 ri, 5 ri.

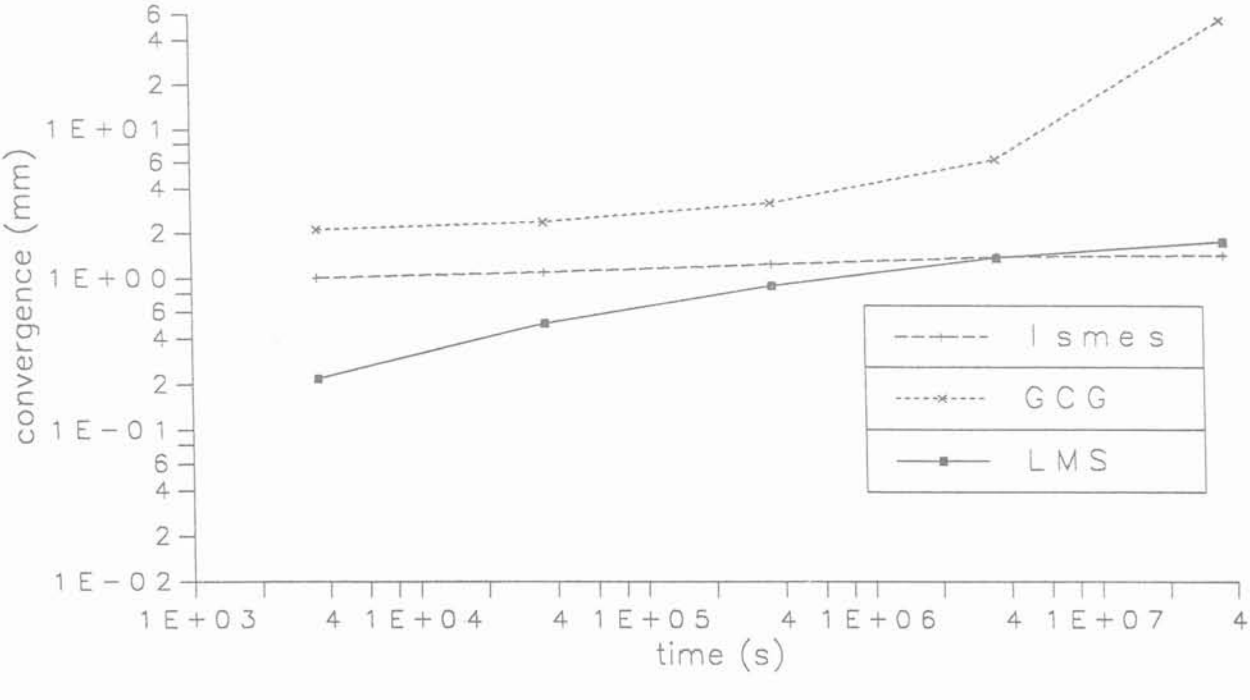


Fig. 3. — Essai au dilatomètre : calcul de la convergence de la paroi au cours du temps.
Fig. 3. — Dilatometer test : displacement function of time, radius = 0.075 m.

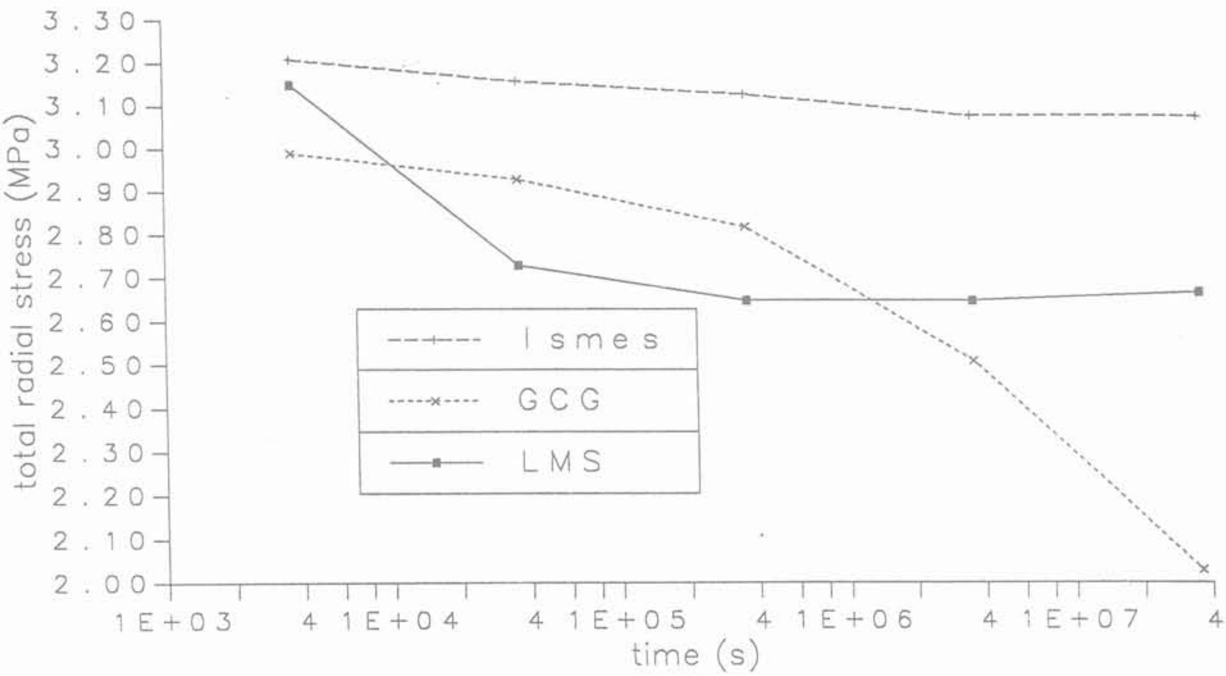


Fig. 4. — Essai au dilatomètre : évolution calculée de la contrainte totale radiale dans le massif, à 1,5 rayon de cavité.

Fig. 4. — Dilatometer test : total radial stress function of time at r = 1.5 ri.

mesures obtenues dans des expériences réelles dans l'installation souterraine de Mol (CÔME, 1989). A titre d'exemple, la pression totale mesurée sur le revêtement d'un tronçon de galerie (à revêtement certes plus déformable que dans le problème) est de l'ordre de 1,5 MPa, 2 ans après l'excavation, et varie peu depuis cette date ; l'accord est acceptable avec les résultats calculés. D'autre part, un essai de fluage au dilatomètre dans un forage du laboratoire souterrain a relevé une convergence relative « différée », sous 2 MPa de pression intérieure, comprise entre 1,5 et 2 %, ce qui n'est pas très différent des valeurs calculées après 10 000 heures, soit 400 jours. Dans une perspective de génie civil « ordinaire », on peut donc considérer que les modèles rhéologiques utilisés ici pour des calculs prévisionnels, prenant pour grandeurs d'entrée les résultats de mesures sur échantillons, remplissent leurs objectifs, et sont donc utilisables avec un degré de fiabilité suffisant.

Deux constatations supplémentaires viennent cependant tempérer cet optimisme : d'abord, l'absence d'unanimité entre les prévisions (donc entre les modèles), même pour l'approche « pression interstitielle », où les grandeurs d'entrée sont finalement peu différentes ; et, aussi, le désaccord entre les calculs des pressions interstitielles et les valeurs mesurées en place autour du laboratoire souterrain de Mol dans des conditions relativement voisines.

On dispose en effet de mesures par mini-piézomètre, selon lesquelles l'excavation d'un tunnel (appelé « Test Drift ») a fait immédiatement chuter la pression interstitielle d'au moins 1 MPa, même à 5 rayons de tunnel de la paroi ; les calculs INTERCLAY montrent qu'il faut plusieurs mois pour que la pression interstitielle commence à être influencée par l'excavation. Compte tenu de l'importance de tout ce qui touche au mouvement de l'eau souterraine pour la sûreté de l'évacuation de déchets en formations argileuses, on conçoit qu'il s'agit ici d'un point clé, ainsi mis en évidence par l'exercice ; il sera d'ailleurs repris ci-dessous.

5.2. Limites de l'exercice et précautions à prendre

La taille réduite de l'exercice a certes permis d'obtenir rapidement les intéressantes conclusions que l'on vient de tracer brièvement ; elle constitue cependant un inconvénient notable quant à l'appréciation complète de ces résultats. En effet, vu le petit nombre de calculs finalement réalisés, il n'est pas possible d'évaluer le poids respectif de plusieurs facteurs importants pour expliquer les différences observées. On ne peut ainsi attribuer avec certitude un rôle déterminant :

— aux modèles rhéologiques eux-mêmes ;

— ou aux grandeurs d'entrée utilisées dans ces modèles ;

— ou, enfin, aux aspects purement numériques des solutions tels que densité du maillage d'éléments finis, schémas d'intégration, etc.

Qui plus est, le fait que ces problèmes soient des schématisations de situations réelles, et non leur réplique fidèle, interdit de qualifier une solution comme « correcte » ou « fausse », ce qui constitue une limitation supplémentaire quant à l'appréciation des résultats et — en définitive — quant à la démonstration de l'adéquation réelle des modèles rhéologiques considérés.

Il n'en demeure pas moins clair que, si l'on souhaite prédire de façon satisfaisante le régime d'écoulement de l'eau autour de galeries excavées dans des milieux sédimentaires à très faible perméabilité, il faudra disposer de modèles couplant la réponse mécanique du squelette et celle de l'eau interstitielle.

6. CONCLUSIONS

L'intérêt de cette phase-pilote d'INTERCLAY réside essentiellement dans les questions soulevées, beaucoup plus que dans les résultats calculés eux-mêmes. A ce titre, il serait souhaitable de tenir compte des aspects positifs, et aussi des lacunes, de cette phase préliminaire, pour définir un exercice plus vaste (et plus rigoureux) d'intercomparaison systématique des modèles rhéologiques, des données et des outils numériques (codes de calcul) utilisables pour le calcul prévisionnel en matière de géomécanique des argiles plastiques très peu perméables. Un tel exercice comparatif pourrait s'inscrire dans le prochain programme de la Communauté sur ce sujet.

REMERCIEMENTS

Les participants au projet pilote INTERCLAY ont tous apporté, avec enthousiasme, leurs contributions scientifiques et/ou financières ; qu'ils en soient ici chaleureusement remerciés.

BIBLIOGRAPHIE

BALDI G. et al. (1987), *Calibration of mathematical models for simulation of thermal, seepage and mechanical behaviour of Boom clay*. Rapport CCE n° EUR 10924, Luxembourg.

BONNE A. (ed.) (1987), *R&D programme on radioactive waste disposal into geological formations : study of a clay formation*. Rapport CCE n° EUR 11205, Luxembourg.

CCE (1990), *The CEC benchmark INTERCLAY. Results of pilot phase (January/June 1989)* Rapport CCE n° EUR 12791, Luxembourg.

CÔME B. (ed.) (1989), *Geomechanics of clay with a view to radioactive waste disposal*. Comptes rendus d'une session technique, Bruxelles, Décembre 1988. Rapport CCE n° EUR 12027, Luxembourg.

DE BRUYN D., AUBRY D., ROUSSET G. (1989), *Comparison of rheological models in view of predicting the behaviour of a deep clay host rock during the construction of a radwaste repository*. Proceeding NUMOG 89, Elsevier Publishers, pp. 724-773.

HORSEMAN S.T. et al. (1987), *Geotechnical characterisation of Boom clay in relation to the disposal of radioactive waste*. Rapport CCE n° EUR 10987, Luxembourg.

ROUSSET G. (1988), *«Comportement mécanique des argiles profondes. Application au stockage des déchets radioactifs »*. Thèse de doctorat ENPC, Ecole Polytechnique, Palaiseau (F).

ACHEVÉ D'IMPRIMER
SUR LES PRESSES DE
L'IMPRIMERIE CHIRAT
42540 ST-JUST-LA-PENDUE
EN AVRIL 1991
DÉPÔT LÉGAL 1991 N° 5904

IMPRIMÉ EN FRANCE