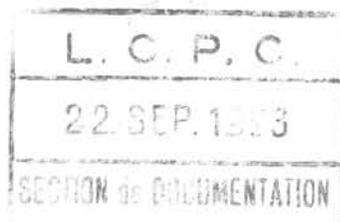


REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE



24 NO. 1993

enb...
SNO...
J...
S...

Directeur de la Publication : P. Habib

Président du Comité de Direction : J. Lagardère

Comité de Direction : J. Schlosser — V. Maury — R. Struillou (Présidents des trois comités)

Comité de Rédaction :

E. Absi — P. Antoine — F. Bonnechère — Prof. Descœudres — P. Duffaut — J. Kérisel —
P. La Rochelle — P. Londe — L. Parez — F. Schlosser

Commission paritaire n° 60855

ISSN 0181 — 0529

Revue trimestrielle

Abonnement 1993 (numéros 62 à 65) franco 560 F

Prix au numéro franco : 160 F

(valable également pour les numéros anciens)

Sommaires des numéros anciens sur demande.

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

Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées
28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris - Tél. : 42.60.34.13

Publicité : OFERSOP

8, bd Montmartre, 75009 Paris - Tél. : 48.24.93.39

Les articles publiés dans cette revue n'engagent que la responsabilité de leurs auteurs.
Tous droits de reproduction, de traduction et d'adaptation réservés pour tous pays.

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

N° 64
JUILLET 1993

sommaire

- Interférence de semelles filantes dans le domaine plastique
C. Rybak, P. Konderla 5
- Validation des méthodes de calcul de clouage par les expérimentations du Projet national CLOUTERRE
F. Schlosser, P. Unterreiner, C. Plumelle 11 *ms*
- Stabilité des pentes sous-marines dans la Baie des Anges, Nice, France. Approche géotechnique
Th. Mulder, J.-P. Tisot, P. Cochonat, J.-F. Bourillet 21
- Résistance au cisaillement sous faible consolidation et structuration des argiles marines
B. Benmokrane, G. Ballivy, G. Lefebvre, J.-P. Lebihan, J. Locat 31
- L'apport des méthodes de reconnaissance sismique à la reconnaissance des barrages en maçonnerie
Y. Bertrand, P. Royet, G. Degoutte 45 *ms*
- Note technique. Relations pluviométrie-piézométrie-déplacements d'un versant naturel instable
P. Pouget 57 *ms*
- Note technique. Suivi d'un versant instable à Sainte-Adresse
J.-C. Blivet 63
- Note technique. Versant des collines de la ville de Lyon : méthodologie de la prévention des accidents géotechniques
L. Vinet, R. Kastner, P. Laréal, N. Mongereau 67
- Discussion sur « Les fonds injectés dans la craie parisienne »
Y. Iagolnitzer 71

Interférence de semelles filantes dans le domaine plastique

Plastic interference of strip footings

C. RYBAK, P. KONDERLA
Ecole polytechnique de Wrocław*

Rev. Franç. Géotech. n° 64, pp. 5-9 (juillet 1993)

Résumé

Cet article présente une étude de l'augmentation de la force portante d'une semelle extrême dans une rangée de semelles parallèles, rugueuses, lorsque l'espacement entre les semelles diminue. Les résultats numériques sont donnés pour un sol sans cohésion, pour trois valeurs : 26°, 35°, 44° de l'angle de frottement interne et différentes profondeurs d'encastrement de la semelle extrême. On indique accessoirement le coefficient de la force tangentielle s'exerçant sur une semelle extrême.

Abstract

The paper deals with the increase in bearing capacity for the rough footings at the end of the row, when the distance between the footings is reduced. Numerical results are presented for cohesionless soils, for 26-, 35-, and 44-degree angle of internal friction. Several founding depths were considered. The coefficient for the tangential force acting on the outermost footing is also investigated.

* 50-370 Wrocław, Wybrzeże Wyspiańskiego 27, Pologne.

1. INTRODUCTION

L'étude concerne une rangée de semelles de fondations parallèles liées entre elles de telle sorte que chacune d'elles est soumise à un déplacement de translation vertical mais sans déplacement horizontal. L'étude actuelle complète les résultats publiés par RYBAK (1976, 1977), PULA et RYBAK (1981), pour le cas d'une semelle extrême, pour laquelle les profondeurs d'encastrement de ses côtés ne sont pas égales. Le problème posé est celui de l'augmentation de la force portante de cette semelle, lorsque l'espacement entre les semelles diminue.

Pour une semelle isolée, dans le cas d'un sol sans cohésion (sol pulvérulent, $c = 0$), on pose d'habitude (Terzaghi) :

$$Q = B (q N_q + 0,5 \gamma B N_\gamma) \quad (1)$$

Q désignant la charge limite qui peut lui être appliquée, $q = \gamma D$ la surcharge due à la profondeur, γ le poids volumique du terrain, N_q , N_γ des coefficients sans dimension, dépendant de Φ , l'angle de frottement interne du sol.

La charge limite peut être calculée aussi selon la formule (RYBAK, 1976) :

$$Q = \gamma B^2 N_{q\gamma} \quad (2)$$

$N_{q\gamma}$ désignant le coefficient sans dimensions, $N_{q\gamma} = N_{q\gamma}(\Phi, D/B)$ (voir aussi TRÂN VÕ NHIEM, 1971; MATAR et SALENÇON, 1979). Les formules (1) et (2) demeurent valables tant que les intervalles libres EL et EP qui séparent une semelle de largeur B des semelles voisines sont plus grands que les longueurs des vagues soulevées à la surface libre, et que les profondeurs d'encastrement DL (du côté gauche) et DP (du côté droit) sont égales. Pour une semelle dans une rangée, dans le cas d'interaction avec les semelles voisines, pour $DL = DP$ on a donné, (RYBAK, 1977; PULA et RYBAK, 1981) la formule :

$$Q^* = \gamma B^2 N_{q\gamma}^* \quad (3)$$

$N_{q\gamma}^*$ désignant le coefficient sans dimension, $N_{q\gamma}^* = N_{q\gamma}^*(\Phi, D/B, EL/B, EP/B)$. Dans le cas d'une semelle extrême, quand il y a une différence entre les niveaux des terrains $DL \neq DP$ (fig. 1a), on propose la formule :

$$Q^{D^*} = \gamma B^2 N_{q\gamma}^{D^*} \quad (4)$$

$N_{q\gamma}^{D^*}$ désignant le coefficient sans dimension,

$N_{q\gamma}^{D^*} = N_{q\gamma}^{D^*}(\Phi, EP/B, DL/B, DP/B)$.

2. HYPOTHÈSES, MÉTHODE DU CALCUL

Le calcul de la force portante d'une semelle isolée ou en groupe est fait en supposant que :

- le problème est bidimensionnel ;
- le sol est homogène et isotrope de poids spécifique γ , et obéit à la loi de plasticité parfaite de Coulomb, d'angle de frottement interne Φ , dans tout le massif ;

— l'angle de frottement sol-fondations est égal à Φ (fondation rugueuse) ;

— le sol au-dessus du plan horizontal passant par la base de la fondation agit comme une surcharge q , uniforme et normale ;

— au-dessous de ce plan l'équilibre limite est atteint dans certaines régions.

Le schéma du calcul de la capacité portante pour une semelle extrême dans une rangée est présenté sur la figure 1b. Le calcul des contraintes en chaque point des zones en équilibre limite se fait en résolvant le système d'équations aux dérivées partielles de type hyperbolique de SOKOLOVSKY (1960). Dans le schéma du calcul on a supposé l'existence d'un coin rigide solidaire de la base de la fondation, limité par les caractéristiques du champ statique (LUNGREN et MORTENSEN, 1963). Les détails des calculs dans les zones distinctes sont exposés par RYBAK (1976, 1977). En utilisant les valeurs des contraintes sur les caractéristiques limitant le coin rigide et, éventuellement, sur la base de la semelle, près des bords, et retranchant le poids du coin rigide on calcule la force portante de la fondation, la force horizontale s'exerçant sur la semelle et l'excentricité de la réaction du sol.

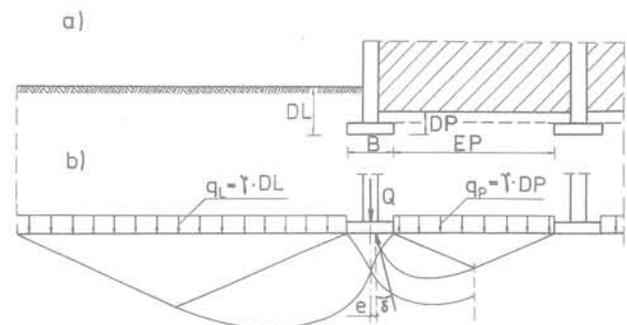


Fig. 1a et 1b. — Section montrant de façon visuelle une semelle extrême dans une rangée et schéma d'écoulement.

Fig. 1a and 1b. — Cross-section demonstrating the outermost strip foundation and scheme of the plastic flow.

3. RÉSULTATS DES CALCULS

Dans cet article on présente les résultats complets du calcul numérique concernant la force portante d'une semelle extrême, pour trois valeurs : 26° , 35° , 44° de l'angle de frottement interne. Pour le calcul de la force portante on donne sur les figures 2 et 3 les valeurs $N_{q\gamma}$ (le cas d'une semelle isolée, $DL = DP$). La figure 4 donne les rapports de la force portante d'une semelle isolée dans les cas où $DL \geq DP$, et de la force portante d'une semelle isolée dans le cas $DL = DP$.

Les figures 5, 7 et 9 donnent les rapports des $N_{q\gamma}^{D^*}$ ($N_{q\gamma}^{D^*}$ est le coefficient de la force portante dans le cas d'interaction entre les semelles et $DL \geq DP$).

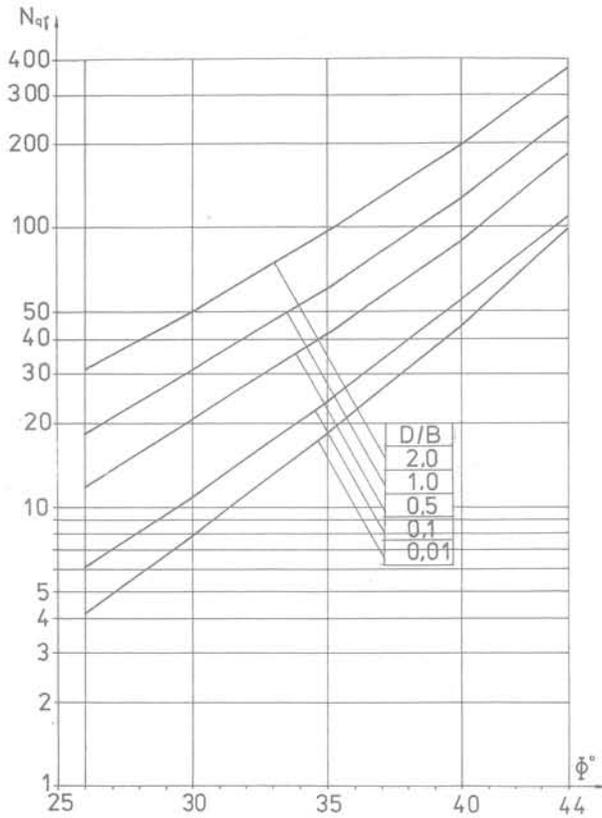


Fig. 2. — Valeurs du coefficient $N_{q\gamma}$ en fonction de Φ et D/B .

Fig. 2. — Values of the coefficient $N_{q\gamma}$ as a function of Φ and D/B .

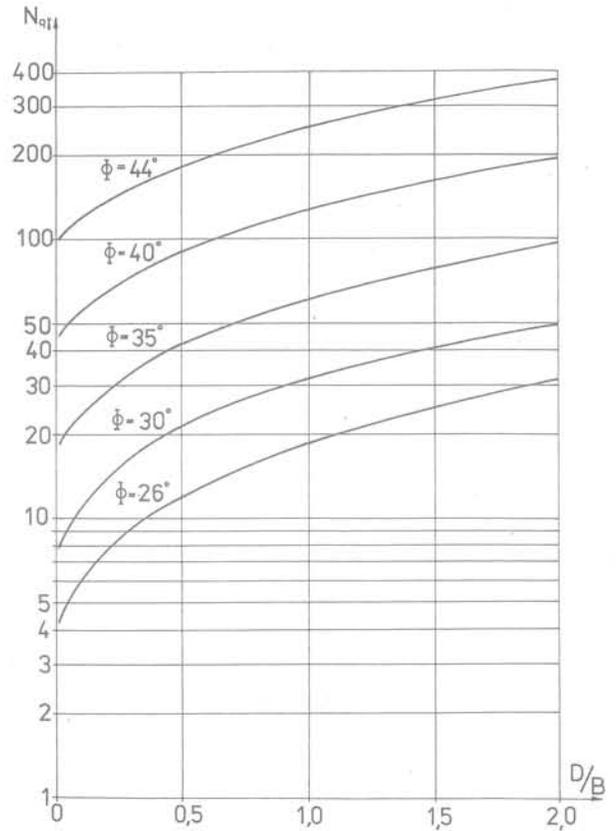


Fig. 3. — Valeurs du coefficient $N_{q\gamma}$ en fonction de D/B et Φ .

Fig. 3. — Values of the coefficient $N_{q\gamma}$ as a function of D/B and Φ .

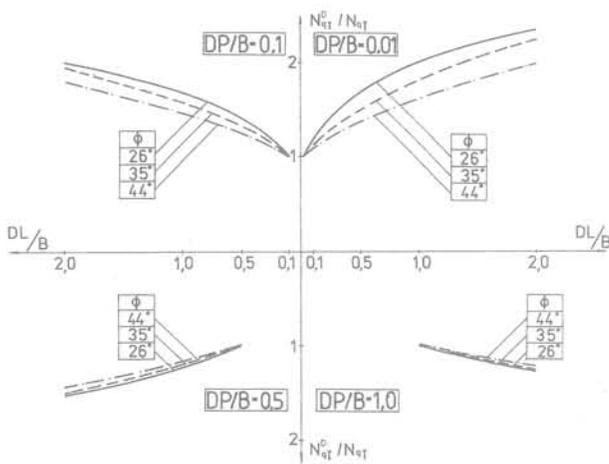


Fig. 4. — Valeurs du rapport $N_{q\gamma}^D / N_{q\gamma}$.

Fig. 4. — Values of the coefficients ratio $N_{q\gamma}^D / N_{q\gamma}$.

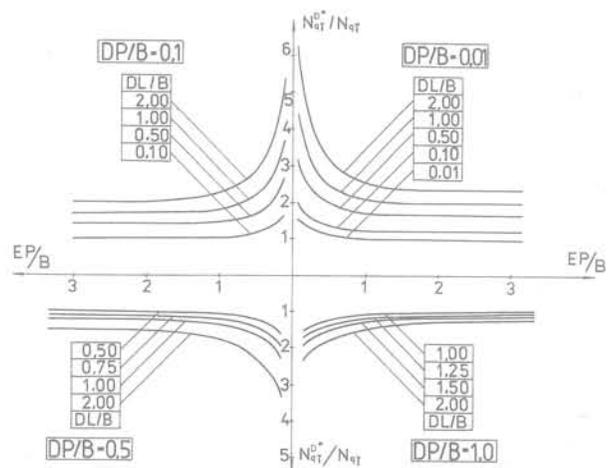


Fig. 5. — Valeurs du rapport $N_{q\gamma}^D / N_{q\gamma}$ pour $\Phi = 26^\circ$.

Fig. 5. — Values of the coefficients ratio $N_{q\gamma}^D / N_{q\gamma}$ for $\Phi = 26^\circ$.

Les figures 6, 8 et 10 donnent la valeur de $\text{tg}\delta$ — coefficient qui exprime le rapport entre la force portante Q^D et la force tangentielle s'exerçant sur la semelle extrême. Sur les figures 5, 7 et 9 on voit que l'augmentation de la capacité portante d'une fondation dans un groupe tend vers l'infini quand l'espacement entre

les fondations tend vers 0. En réalité (MANDEL, 1963 ; RYBAK, 1976, 1977) cette augmentation est limitée, parce que d'autres modes d'écoulement doivent être envisagés, deux ou plusieurs semelles voisines pouvant agir comme une seule, les intervalles entre elles restant en équilibre surabondant.

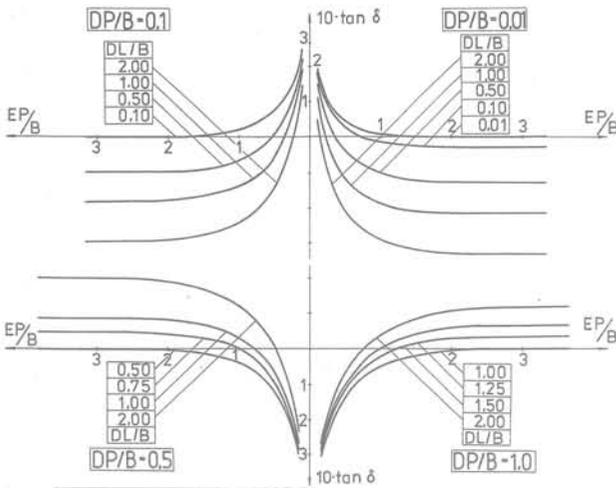


Fig. 6. — Valeurs du coefficient $\tan \delta$ pour $\Phi = 26^\circ$.
Fig. 6. — Values of the coefficient $\tan \delta$ for $\Phi = 26^\circ$.

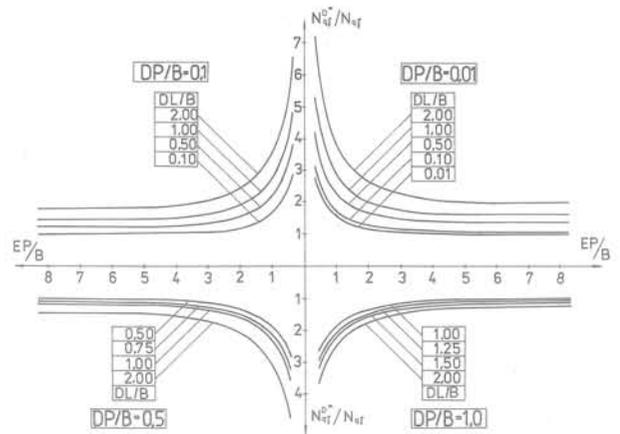


Fig. 9. — Valeurs du rapport $N_{q_i}^*/N_{q_y}$ pour $\Phi = 44^\circ$.
Fig. 9. — Values of the coefficients ratio $N_{q_i}^*/N_{q_y}$ for $\Phi = 44^\circ$.

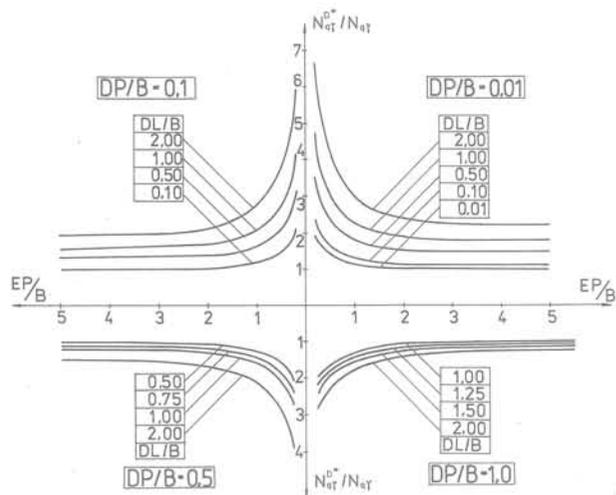


Fig. 7. — Valeurs du rapport $N_{q_i}^*/N_{q_y}$ pour $\Phi = 35^\circ$.
Fig. 7. — Values of the coefficients ratio $N_{q_i}^*/N_{q_y}$ for $\Phi = 35^\circ$.

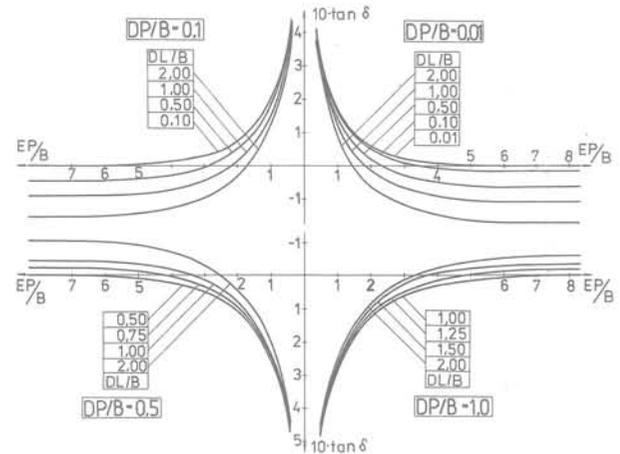


Fig. 10. — Valeurs du coefficient $\tan \delta$ pour $\Phi = 44^\circ$.
Fig. 10. — Values of the coefficient $\tan \delta$ for $\Phi = 44^\circ$.

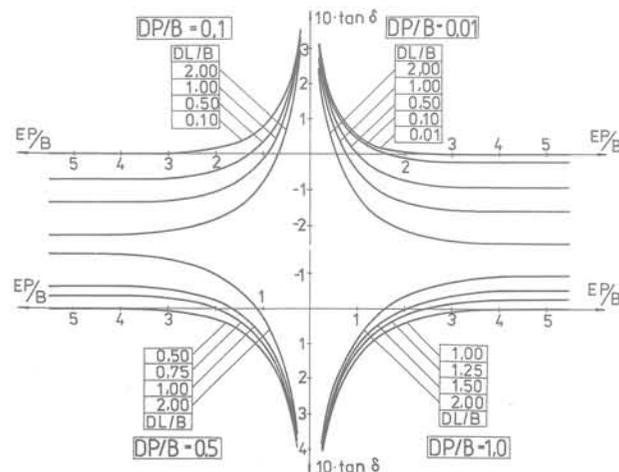


Fig. 8. — Valeurs du coefficient $\tan \delta$ pour $\Phi = 35^\circ$.
Fig. 8. — Values of the coefficient $\tan \delta$ for $\Phi = 35^\circ$.

4. CONCLUSION

L'étude précédente montre que l'interaction a un effet positif sur la force portante. Pour une semelle extrême, on observe une influence significative sur la force portante de l'encastrement de la base au-dessous du terrain du côté extérieur d'une rangée de semelles. L'augmentation de la force portante est faible pour des espacements normaux et pour Φ petit, et est en revanche fort appréciable pour $\Phi > 30^\circ$. Un autre résultat notable est la valeur de la force tangentielle s'exerçant sur une semelle d'extrémité.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient le professeur J. Kravtchenko de l'Université Joseph-Fourier de Grenoble pour son importante contribution à la réalisation de cette étude.

BIBLIOGRAPHIE

- GIROUD J.-P., TRẦN VÕ NHIỆM, OBIN J.-P. (1973), *Tables pour le calcul des fondations*, Paris, Dunod, tome III.
- LUNGREN H., MORTENSEN K. (1953), *Determination of the bearing capacity of continuous footings on sand*. Comptes rendus du 3^e Congrès international de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondation, Zurich, t. 1, p. 409.
- MANDEL J. (1963), *Interférence plastique de fondations superficielles*. Proc. of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Akadémiai Kiadó, Budapest, pp. 267-279.
- MANDEL J. (1965), *Interférence plastique de semelles filantes*. Proc. of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montréal, vol. 2, pp. 127-131.
- MATAR M., SALENÇON J. (1979), *Capacité portante des semelles filantes*. Revue française de Géotechnique n° 9, pp. 51-76.
- PULA O., RYBAK C. (1981), *Sur l'interaction de semelles filantes dans le domaine plastique*. Proc. of the Xth International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Stockholm, pp. 235-237.
- RYBAK C. (1976), *Pouvoir portant du milieu sans cohésion chargé d'une rangée de semelles parallèles*. Studia Geotechnica VII, 1-2, Université polytechnique de Wrocław, Pologne, 1976, pp. 53-63.
- RYBAK C. (1977), *Interférence de semelles filantes dans le domaine plastique*. Studia Geotechnica, VIII, 1-2, Université polytechnique de Wrocław, Pologne, 1977, pp. 47-55.
- SOKOLOVSKI V. (1960), *Statics of granular media*. London, Pergamon Press.
- TRẦN VÕ NHIỆM (1971), *Force portante limite de fondations superficielles et résistance maximale à l'arrachement des ancrages*. Thèse de Docteur-ingénieur, Université de Grenoble.

THÈSES

Modélisation du comportement dynamique des sols saturés appliquée aux barrages en terre et effets de site

I. BENZENATI

Un modèle non-linéaire de calculs numériques pour des problèmes de dynamique des sols appliquée aux barrages en terre et aux effets de site est présenté. La formulation variationnelle et l'approximation des équations sont détaillées. L'influence des accélérations du fluide et du solide, intervenant dans la formulation du problème, sur la propagation des ondes est discutée. Pour prendre en compte le milieu semi-infini, une frontière absorbante biphasique a été développée. Les résultats des applications numériques réalisées sont confrontés aux mesures réelles lors de comparaisons internationales pour le calcul des barrages et des effets de sites qui garantissent le niveau des recherches effectuées.

Contact : Dr. I. BENZENATI, Ecole Centrale de Paris.

Modélisation du comportement thermo-hydro-mécanique des milieux poreux anélastiques

L. LALOU

Dans cette thèse un modèle mathématique décrivant le comportement thermo-hydro-mécanique des milieux poreux saturés est présenté. Le phénomène dissipatif de la phase solide est modélisé par une loi thermo-viscoplastique qui prend en compte l'écroutissement thermique et l'évolution des surfaces de charge avec la température. Après la formulation variationnelle du problème et les discrétisations des relations de comportement, une présentation de schémas de résolution de la formulation couplée avec leurs critères de stabilité est faite. Enfin, des applications numériques abordent l'analyse du comportement du sol adjacent à un puits où sont enfouies des sources thermiques.

Pour plus d'informations : L. LALOU, Ecole Centrale de Paris.

Utilisation d'un mini-pressiomètre pour la mesure directe du frottement à l'interface sol pulvérulent-inclusion

A. ABDERRAHIM

Dans le but d'un dimensionnement efficace des inclusions dans des sols pulvérulents, les principaux paramètres susceptibles de jouer un rôle sur le frottement mobilisé à l'interface sables-inclusions ont été étudiés. On a d'abord identifié et déterminé les propriétés mécaniques de deux sables à l'aide des appareils classiques (triaxial, boîte de Casagrande et boîte de cisaillement annulaire) ou bien à l'aide d'un mini-pressiomètre. On a ensuite déterminé la marche à suivre pour la réalisation de la phase préparatoire des essais d'une nou-

velle approche (mise en place de l'échantillon, mise en place de la sonde mini-pressiométrique et éventuellement l'application d'une contrainte verticale).

Une étude classique au laboratoire a permis de démasquer le rôle de certains paramètres influençant le frottement mobilisé à l'interface sable-structure. Les résultats de cette étude ont été comparés avec ceux de la nouvelle approche pour mettre en évidence l'effet tridimensionnel de l'effet du mode de mise en place de l'inclusion. L'utilisation d'un mini-pressiomètre dans le dispositif expérimental a permis de connaître d'une façon précise la contrainte normale à l'interface et de la contrôler pendant le cisaillement.

En plus du rôle de la densité, de la rugosité et de la minéralogie l'étude comparative a permis de conclure que le frottement mobilisé par la sonde mini-pressiométrique se situe entre celui de la boîte de cisaillement (maximal) et celui de l'appareil Bromhead (résiduel), il est plus proche du frottement résiduel mobilisé à l'interface.

Pour plus d'information : F. HOMAND, Laboratoire de Géomécanique, Vandœuvre-lès-Nancy.

Etude expérimentale et modélisation du comportement hydromécanique des joints rocheux

H. BENJELLOUN ZAHAR

Institut de Mécanique de Grenoble, Université Joseph-Fourier - Grenoble I

Une machine de cisaillement direct a été asservie pour simuler différentes conditions de chargement et réaliser en particulier des essais à rigidité normale imposée constante.

De nouvelles connaissances sur la résistance des discontinuités rocheuses granitiques en cisaillement ont été établies. Des fractures naturelles et artificielles (obtenues par fracturation hydraulique) sont utilisées pour dégager les corrélations simples, mais importantes, qui lient l'endommagement des aspérités à la dilatance et au frottement.

Deux modèles de comportement incrémentaux non linéaires, dont l'un à dépendance directionnelle, ont été développés.

Un dispositif expérimental pour essais hydrauliques des fractures rocheuses a été mis au point. Des discontinuités de différentes origines, soumises à une compression simple ou un cisaillement sans endommagement des aspérités, ont présenté un comportement hydraulique identique.

Afin de compléter l'interprétation des résultats des essais mécaniques ou hydrauliques, chaque échantillon est caractérisé par sa pétrographie, sa morphologie et les propriétés mécaniques de la matrice rocheuse.

Thèse préparée au sein du département Ingénierie Géotechnique du BRGM, sous la direction du professeur M. BOULON (IMG).

Validation des méthodes de calcul de clouage par les expérimentations du Projet national CLOUTERRE

Validation of calculation methods of soil nailed walls based
on the experimentations of the National Project CLOUTERRE

F. SCHLOSSER
TERRASSOL*

P. UNTERREINER
CERMES — ENPC**

C. PLUMELLE
CEBTP***

Rev. Franç. Géotech. n° 64, pp. 11-20 (juillet 1993)

Résumé

Le dimensionnement recommandé par CLOUTERRE pour les murs de soutènement en sol cloué repose sur une analyse aux états-limites ultimes (ELU) avec coefficients partiels de sécurité. Parmi les méthodes de calcul utilisant des cercles ou des surfaces quelconques comme surfaces de rupture potentielle, les plus appropriées sont la méthode des tranches (Bishop simplifiée) ou la méthode des perturbations, étendues au cas des sols renforcés par inclusions pouvant travailler en traction simple (cas le plus simple) ou en traction, cisaillement, flexion. Dans ce dernier cas, il est recommandé d'utiliser la méthode du multicritère développée par SCHLOSSER (1982, 1983). La validation de ces méthodes de calcul ne peut être entreprise que par comparaison avec des résultats expérimentaux obtenus sur des structures en vraie grandeur à la rupture.

Dans cet article, trois exemples de rupture de murs en vraie grandeur, qui se sont rompus accidentellement ou ont été poussés à la rupture dans le cadre du Projet national CLOUTERRE, sont présentés et analysés en détail, pour chacun des trois principaux modes de rupture. Le mur expérimental CLOUTERRE-CEBTP N° 1 qui fut poussé à la rupture par saturation du remblai, se rompit par cassure des clous (rupture interne). Dans le mur des Eparris qui se rompit accidentellement en 1981, les clous avaient été sous-dimensionnés vis-à-vis du frottement latéral, conduisant ainsi à une rupture interne par arrachement. Une rupture mixte par défaut de longueur des clous fut provoquée dans l'expérimentation CLOUTERRE-CEBTP N° 3 grâce à des clous télescopiques.

Abstract

The design method recommended by CLOUTERRE for soil nailed walls relies on an ultimate limit state analysis with partial safety factors. Among the calculations methods, which use either circular or non circular surfaces as potential failure surfaces, the most appropriate ones are the method of slices (simplified Bishop's) or the perturbation method, extended to soils reinforced by inclusions which can work either in tension (most simple case) or in tension, shear and bending. In that latter case, it is recommended to use the multi-criteria approach developed by SCHLOSSER, 1982, 1983. The validity of these calculation methods can be checked only by comparison with experimental results obtained on full scale structures at failure. In the present article, three examples of failures of full scale walls which failed either accidentally or have been pushed to failure within the National Project CLOUTERRE, are presented and analysed in details for each of the three most important failure modes.

The full scale experimental soil nailed wall CLOUTERRE-CEBTP N° 1, which was pushed to failure by saturation of the fill, failed by breakage of the nails. In the Eparris wall which collapsed accidentally, the nails unit skin friction had been under-estimated, leading to a failure by pull-out. A mixed failure mode due to insufficient nails lengths was modelled in the full scale experimental soil nailed wall CLOUTERRE-CEBTP N° 3 using telescopic nails.

* Tour Horizon, 52, quai de Dion-Bouton, 92806 Puteaux Cedex.

** 93167 Noisy-le-Grand Cedex.

*** Domaine de Saint-Paul, 78470 Saint-Rémy-lès-Chevreuse.

INTRODUCTION

Le Projet national CLOUTERRE dont les activités de recherche et d'études se sont déroulées de 1986 à 1990 avec un budget global d'environ 22 millions de francs, a permis d'associer 22 participants aussi bien privés que publics. L'objectif du Projet national CLOUTERRE était de promouvoir le clouage des sols en excavation, aussi bien pour des ouvrages provisoires, temporaires que permanents, en développant des recommandations à partir des résultats des recherches et expérimentations (fig. 1). Ces recommandations ont été publiées en décembre 1991 sous la forme d'un ouvrage intitulé « Recommandations CLOUTERRE 1991 pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols », ouvrage disponible en français et bientôt en anglais [1, 2].

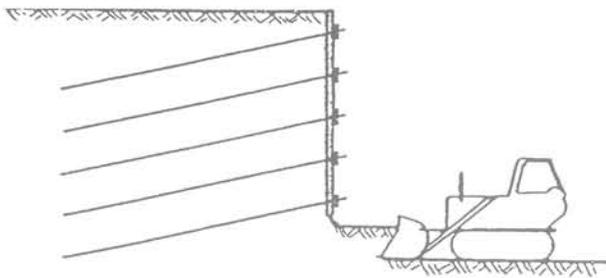
Le dimensionnement recommandé à l'heure actuelle pour les murs de soutènement en sol cloué repose sur une analyse aux états-limites ultimes avec coefficients partiels de sécurité. Parmi les méthodes de calcul utilisant des cercles ou des surfaces quelconques comme surfaces de rupture potentielle, les plus appropriées sont la méthode des tranches (Bishop simplifiée) ou la méthode des perturbations, étendues au cas des sols renforcés par inclusions pouvant travailler en traction simple (cas le plus simple) ou en traction, cisaillement, flexion. Dans ce dernier cas, il est recommandé d'utiliser

la méthode du multicritère développée par SCHLOSSER [3, 4].

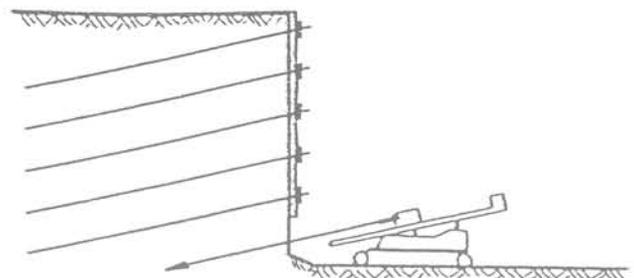
D'une façon générale, la validation de méthodes de calcul de structures aux états-limites ultimes, c'est-à-dire à la rupture, ne peut être entreprise que par comparaison avec des résultats expérimentaux obtenus sur des modèles ou structures réelles poussées à la rupture ou rompues accidentellement.

Deux types de modèles réduits ont été utilisés dans le passé pour le clouage des sols. Les modèles réduits en laboratoire, qui ne respectent pas les lois de similitude de la mécanique, ne peuvent dans le meilleur des cas que fournir des résultats qualitatifs. Les modèles réduits en centrifugeuse, quant à eux, respectent les lois de similitude, mais ils ne permettent pas de modéliser fidèlement le véritable mode de construction (de haut en bas par passes successives) pour des raisons techniques. Ces deux types de modèles réduits ont été construits dans le cadre du Projet national CLOUTERRE vu leurs coûts réduits, mais seuls les résultats obtenus sur ouvrages expérimentaux en vraie grandeur poussés à la rupture ou sur des structures réelles rompues accidentellement sont fiables pour valider les méthodes de calcul à la rupture.

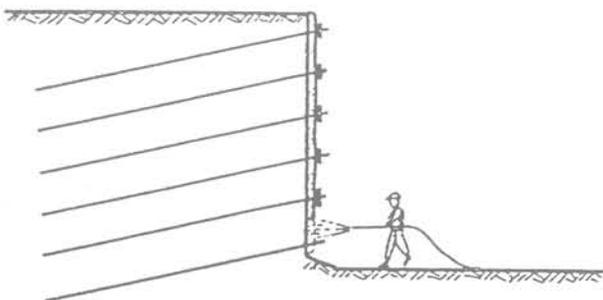
Les résultats sur des structures en vraie grandeur rompues sont assez peu nombreux. Plusieurs expérimentations ont été réalisées en Allemagne aux débuts des



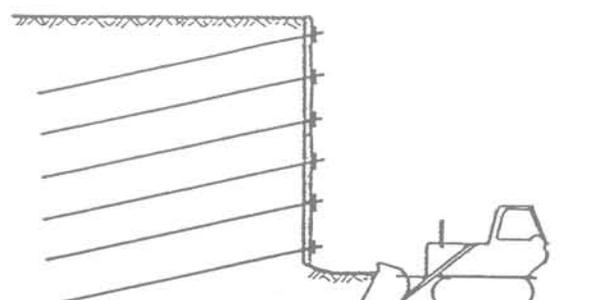
1 _ Terrassement



2 _ Mise en place des barres



3 _ Béton projeté armé
(ou pose d'éléments préfabriqués)



4 _ Terrassement

Fig. 1. — Phases d'exécution d'un mur en sol cloué.
Fig. 1. — Construction phases of a soil nailed wall.

années quatre-vingt mais très peu de résultats sont disponibles ou ont été publiés [5]. La rupture du mur des Eparris en 1981 est le seul exemple de rupture d'un mur en sol cloué par défaut d'adhérence qui ait été publié [6]. L'un des points forts du Projet national CLOUTERRE a été de compléter cette modeste base de données en réalisant trois expérimentations sur des ouvrages en vraie grandeur instrumentés et poussés à la rupture suivant trois modes de rupture différents : rupture par cassure des clous après construction (expérimentation CLOUTERRE-CEBTP N° 1), rupture en cours de construction par hauteur d'excavation trop grande (expérimentation CLOUTERRE-CEBTP N° 2) et rupture mixte après construction par défaut de longueur des clous (expérimentation CLOUTERRE-CEBTP N° 3). Ce sont ces trois dernières expérimentations ainsi que les observations faites sur le mur des Eparris qui ont servi de base à la validation des méthodes de calcul recommandées par CLOUTERRE.

Dans cet article, après un bref rappel sur les méthodes de calcul ainsi que le calcul aux états-limites ultimes avec coefficients de sécurité partiels, trois exemples de rupture après construction d'une structure en vraie grandeur sont présentés puis analysés : l'expérimentation CLOUTERRE-CEBTP N° 1, le mur des Eparris et l'expérimentation CLOUTERRE-CEBTP N° 3.

MÉTHODES DE CALCUL

La stabilité d'une structure en sol cloué est analysée en étudiant l'équilibre-limite d'une partie du sol délimitée par une surface appelée surface de rupture potentielle. Trois types de surface de rupture potentielle sont à considérer et sont classées respectivement : surface interne, mixte ou externe suivant qu'elles interceptent tout, en partie, ou aucun des clous (fig. 2).

A la rupture, il est supposé que le sol et les clous mobilisent simultanément leurs résistances le long de la surface de rupture (hypothèses de compatibilité des déformations et de ductilité des différents matériaux : sol, clous, interface sol-clous).

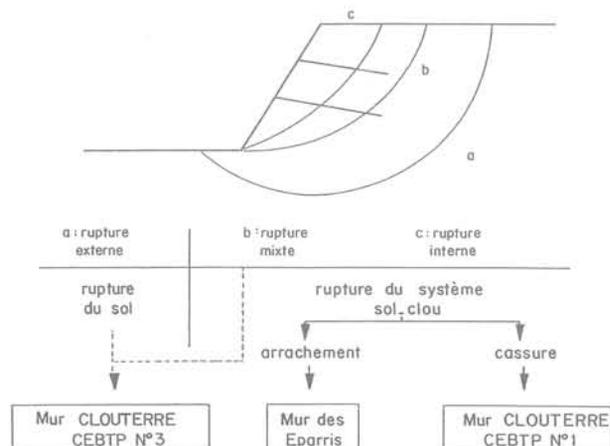


Fig. 2. — Différents types de surface de rupture potentielle.

Fig. 2. — Different types of potential failure surface.

L'analyse de l'équilibre-limite de la masse de sol délimitée par la surface de rupture potentielle considérée se fait en comparant la résultante des efforts extérieurs τ_{ext} (actions) avec les efforts résistants mobilisables dans le sol cloué τ_{max} (sol cloué).

D'un point de vue numérique, le calcul des termes τ_{ext} et τ_{max} est fait par la méthode des tranches (Bishop simplifiée) (fig. 3) ou la méthode des perturbations en incluant dans toutes les équations d'équilibre les efforts ponctuels des clous le long de la surface de rupture potentielle.

Les clous interviennent alors dans τ_{ext} (actions) en tant que forces extérieures supplémentaires, le plus souvent stabilisatrices, et dans τ_{max} (sol cloué) par le supplément de résistance au cisaillement résultant de l'augmentation de contrainte normale due aux clous.

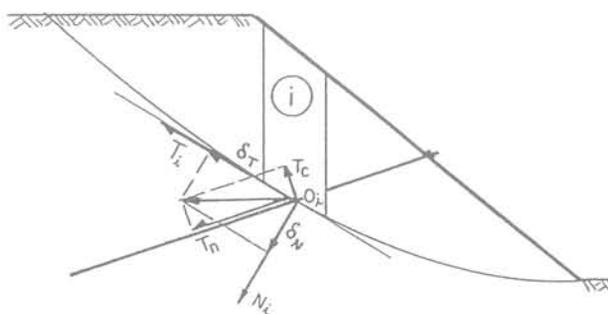


Fig. 3. — Calcul de la stabilité d'un ouvrage en sol cloué par la méthode des tranches.

Fig. 3. — Calculation of the stability of a soil nailed wall using the method of slices.

Deux cas extrêmes de clous sont à considérer :

- les clous travaillant en traction simple ;
- les clous travaillant en traction, cisaillement, flexion.

Dans le cas de clous travaillant en traction simple, l'effort maximal mobilisable dans un clou à son intersection avec une surface de rupture potentielle donnée se calcule à partir des deux critères de rupture suivant : le critère de rupture en traction simple du clou $T_n \leq R_n$ avec R_n = résistance en traction simple de la barre et le critère de rupture par arrachement du clou $T_n \leq \pi D q_s L_a$ avec D diamètre du forage, q_s frottement latéral unitaire, L_a longueur d'ancrage derrière la surface de rupture potentielle considérée. L'effort maximal mobilisable dans le clou T_{max} vaut alors :

$$T_{max} = \min (R_n, \pi D q_s L_a) \text{ (fig. 4).}$$

Dans le cas de clous travaillant en traction, cisaillement, flexion, deux critères de rupture supplémentaires doivent être considérés : le critère de rupture du sol par plastification sous le clou et le critère de plastification par flexion du clou. Il est alors commode de travailler dans le plan (T_n, T_c) où T_n, T_c sont respectivement les efforts de traction et de cisaillement dans le clou à l'intersection avec la surface de rupture potentielle. En ce point, qui est point d'inflexion pour un clou suffisamment long, le moment est nul ce qui permet de travailler dans le plan (T_n, T_c) . L'intersection de ces quatre cri-

2 critères de rupture : $\left\{ \begin{array}{l} \text{arrachement du clou} \quad T_n \leq q_s \pi D L_a \\ \text{cassure du clou} \quad T_n \leq R_n \end{array} \right.$

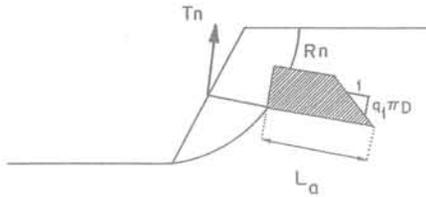


Fig. 4. — Analyse à la rupture du système sol-clou pour des clous travaillant en traction simple.

Fig. 4. — Analysis at failure of the soil-nail system for nails carrying only tension.

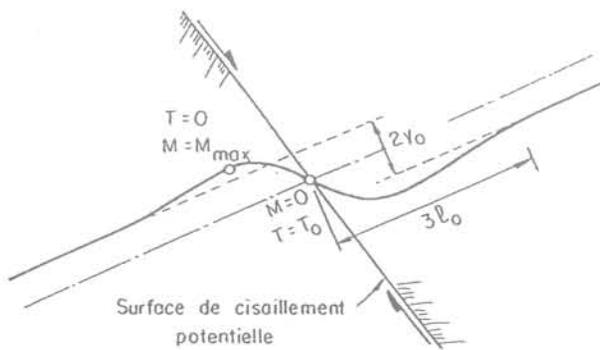


Fig. 5a. — Analyse élasto-plastique d'un clou infiniment long travaillant en traction, cisaillement et flexion.

Fig. 5a. — Elasto-plastic analysis of an infinitely long nail carrying tension, shear forces and bending moment.

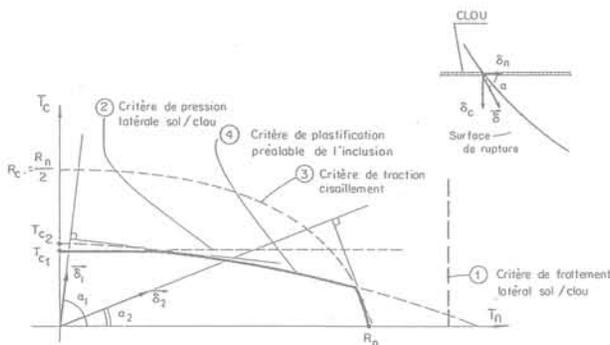


Fig. 5b. — Représentation du multicritère et détermination des efforts dans le clou.

Fig. 5b. — Representation of the multi-criteria and determination of the forces in the nail.

tères, appelée multicritère, définit un domaine de stabilité dans lequel le point représentatif des efforts de traction et de cisaillement dans le clou doit se trouver. A la rupture, ce point est situé sur la frontière, sa position exacte étant déterminée en maximisant le travail du clou considéré dans le mécanisme de rupture potentielle analysé.

CALCULS AUX ÉTATS-LIMITES ULTIMES AVEC COEFFICIENTS PARTIELS DE SÉCURITÉ

Le dimensionnement recommandé à l'heure actuelle est un dimensionnement aux états-limites ultimes, i.e., à la rupture de la structure (cf. paragraphe précédent).

Classiquement, le rapport τ_{\max} (sol cloué)/ τ_{ext} (actions) est défini et appelé coefficient de sécurité global. Il représente la marge de sécurité, prise d'un point de vue global, afin de pallier les incertitudes sur les actions, les résistances et la méthode de calcul elle-même.

Dans l'approche recommandée à l'heure actuelle avec les coefficients partiels de sécurité, la sécurité est distribuée entre les différents paramètres qui ne sont pas tous connus avec les mêmes incertitudes. Par exemple, l'angle de frottement interne du sol est mieux connu que la cohésion, le coefficient partiel de sécurité sur $\tan \phi$, noté $\Gamma_{m\phi}$ est donc plus faible que celui sur la cohésion c , noté Γ_{mc} .

De même, des coefficients pondérateurs différents, Γ_Q , sont appliqués sur les actions suivant le type de chargement considéré. De plus, un coefficient, appelé coefficient de méthode Γ_{s3} , est défini pour tenir compte des erreurs introduites par la méthode de calcul.

La structure est alors considérée comme sûre si l'inégalité suivante est respectée :

$$\Gamma_{s3} \tau_{\text{ext}} \text{ (actions pondérées par } \Gamma_Q) \leq \tau_{\max} \text{ (résistances réduites par } \Gamma_m)$$

Quand on étudie un mur dont les différents matériaux (sols, clous, interface sol-clous) et les charges sont bien connus, il y a lieu de prendre tous les coefficients pondérateurs des actions Γ_Q et les coefficients partiels de sécurité Γ_m égaux à 1,0.

De plus, si l'on compare les résultats du calcul avec les observations, pour valider les méthodes, il n'y a pas lieu de supposer d'erreur inhérente à la méthode ; Γ_{s3} est pris alors égal à 1,0.

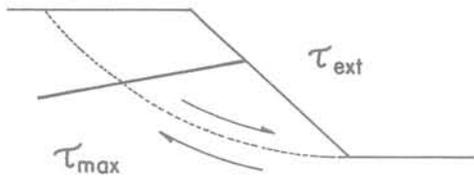
Le rapport Γ_{\min} défini par :

$$\Gamma_{\min} = \tau_{\max} \text{ (résistances connues)} / \tau_{\text{ext}} \text{ (actions connues)}$$

représente alors l'écart de la méthode de calcul par rapport à la réalité. Formellement, Γ_{\min} est égal au coefficient global de sécurité de l'approche traditionnelle, mais sa signification réelle est toute autre (fig. 6).

EXPÉRIMENTATION CLOUTERRE-CEBTP N° 1

Le premier exemple présenté concerne l'expérimentation CLOUTERRE-CEBTP N° 1, réalisée dans un sol reconstitué, aux propriétés soigneusement contrôlées : angle de frottement interne : $\phi = 38^\circ$, cohésion apparente $c = 3 \text{ kPa}$, poids volumique total $\gamma = 16,6 \text{ kN/m}^3$. La figure 7 présente les caractéristiques géométriques



Facteur de sécurité global

$$FS = \tau_{max} / \tau_{ext}$$

Méthode avec coefficients partiels de sécurité

$$\Gamma_{S3} \tau_{ext} (\Gamma_Q Q) \leq \tau_{max} (\Gamma_{m,c} \Gamma_{m,\phi})$$

quand : $\Gamma_Q = \Gamma_{m,c} = \Gamma_{m,\phi} = \Gamma_{S3} = 1$

$$\Gamma_{min} = \tau_{max} / \tau_{ext}$$

Fig. 6. — Différences entre l'approche traditionnelle (facteur de sécurité global) et l'approche recommandée par CLOUTERRE (coefficients partiels de sécurité).

Fig. 6. — Differences between the traditional approach (global safety factor) and the approach recommended by CLOUTERRE (partial safety factors).

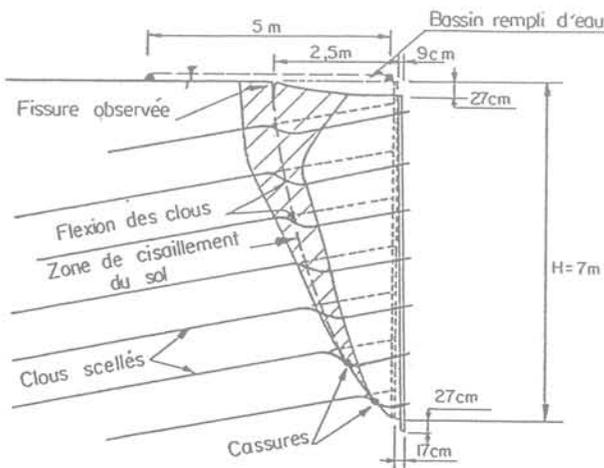


Fig. 7. — Expérimentation CLOUTERRE-CEBTP N° 1, coupe du mur après rupture.

Fig. 7. — Experimentation CLOUTERRE-CEBTP N° 1, cross-section of the wall after failure.

de la structure ainsi que les observations réalisées après rupture du mur. On notera l'existence d'une zone de sol cisailé, autour de la ligne des tractions maximales, due à la rigidité des clous.

Le mur a été rompu par saturation progressive du massif de sol cloué grâce à un réservoir alimenté en tête. L'effet de l'eau sur le remblai a été double ; le poids volumique total γ étant augmenté et la cohésion apparente initiale de 3 kPa due à la saturation partielle diminuant.

Le mur avait été dimensionné de manière à privilégier une rupture par cassure des clous par rapport à une rupture par défaut d'adhérence. Le coefficient de sécurité global initial était de 1,1 et n'était pas influencé par une réduction du frottement latéral unitaire sol-clou q_s par un coefficient inférieur ou égal à 4,3 (fig. 8).

L'analyse de la rupture due à la saturation progressive du remblai peut être faite en considérant deux cas extrêmes :

- **Cas (1) :** Hypothèse d'une saturation complète du sol sur une hauteur h avec une cohésion nulle ; le sol au-dessus de h gardant son poids volumique et sa cohésion initiale. Cette hypothèse correspond aux observations faites sur le parement qui s'est progressivement mouillé du bas vers le haut pour atteindre une hauteur d'environ $h = 2,5$ m à la rupture.

L'évolution du coefficient Γ_{min} en fonction de la hauteur h est tracée sur la figure 9. Pour $\Gamma_{min} = 1,00$, h vaut 2,25 m dans le cas le plus simple où les clous sont supposés ne travailler qu'en traction et 3,25 m dans le cas de clous travaillant en traction, cisaillement et flexion [7].

- **Cas (2) :** Hypothèse d'un sol avec une teneur en eau et une cohésion uniforme. La cohésion est supposée varier linéairement entre 0 et 3 kPa suivant la teneur en eau moyenne calculée sur tout le remblai. La teneur en eau moyenne à la rupture calculée était de 19 %, ce qui correspond dans le cas de clous travaillant en traction simple à un Γ_{min} de 0,95 et pour des clous travaillant en traction, cisaillement et flexion, à un Γ_{min} de 0,98 (fig. 10).

Dans les deux jeux d'hypothèses considérées, la valeur Γ_{min} est donc très proche de 1,00 à la rupture de la structure, ce qui tend à valider la méthode de calcul utilisée (méthode de Bishop simplifiée et approche multicritère).

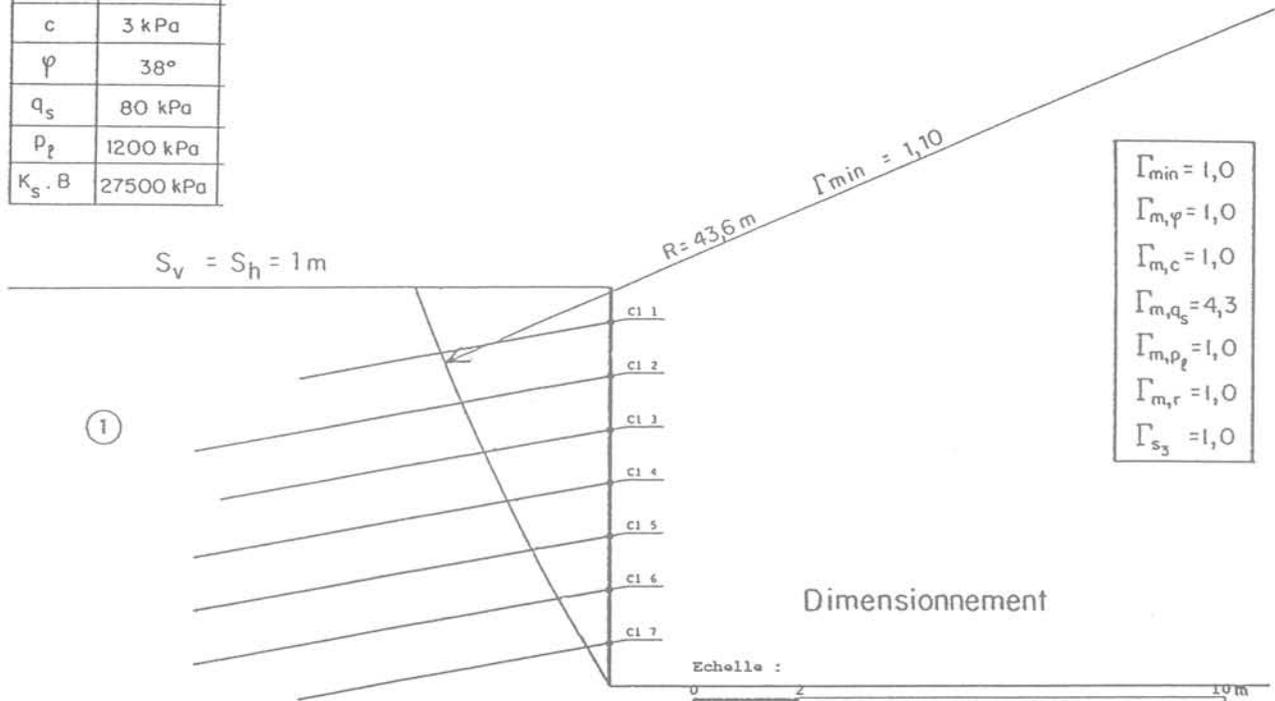
RUPTURE DU MUR DES EPARRIS

Le seul exemple de mur en sol cloué, en vraie grandeur, rompu par défaut d'adhérence est le mur des Eparris [8].

Ce mur fut construit en février 1981 dans une formation argileuse ayant une hydrogéologie assez complexe. Durant la construction, des drains sub-horizontaux de 6 mètres de longueur furent installés pour empêcher la formation de pressions interstitielles derrière le parement. Les clous, constitués de tubes vibrofoncés dans

Sol N	I
γ	16,6 kN/m
Γ_{st}	1,00
c	3 kPa
φ	38°
q_s	80 kPa
p_ℓ	1200 kPa
K_{s-B}	27500 kPa

Méthode de Bishop



Sol N	1	2
γ	16,6 kN/m	19,3 kN/m
Γ_{st}	1,00	1,00
c	3 kPa	0 kPa
φ	38°	38°
q_s	80 kPa	80 kPa
p_ℓ	1200 kPa	1200 kPa
K_{s-B}	27500 kPa	27500 kPa

Méthode de Bishop

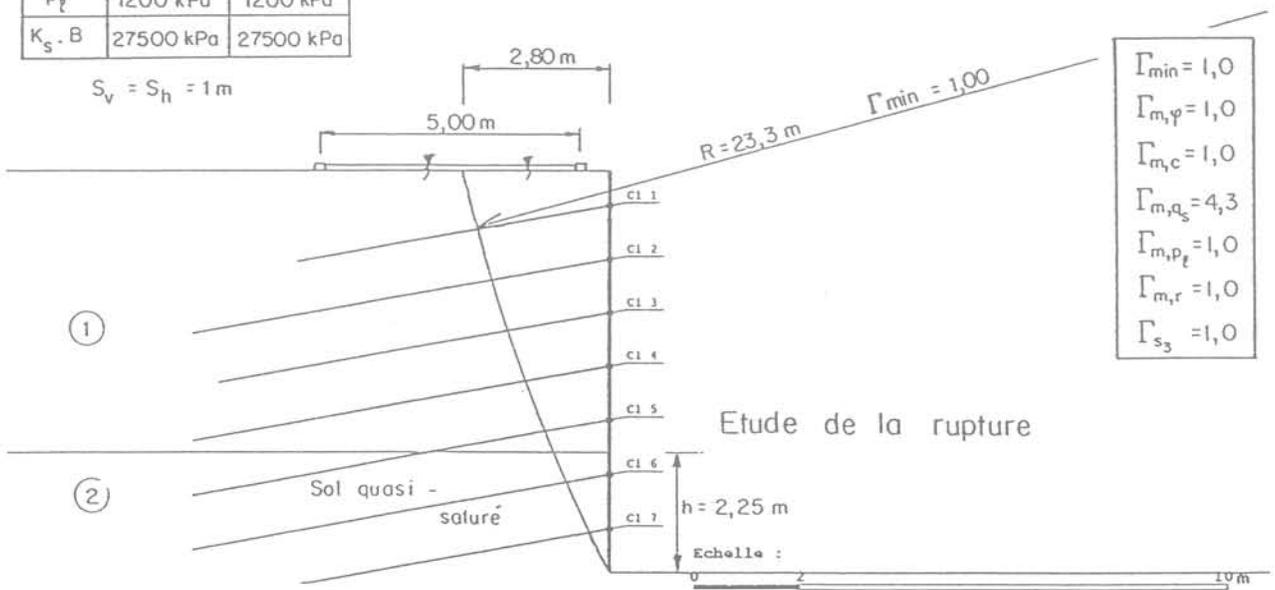


Fig. 8. — Dimensionnement et analyse de la rupture du mur en sol cloué de l'expérience CLOUTERRE-CEBTP N° 1 (hypothèse du cas (1)).

Fig. 8. — Design and analysis of the failure of the first full scale experimental soil nailed wall CLOUTERRE-CEBTP (assumption of case (1)).

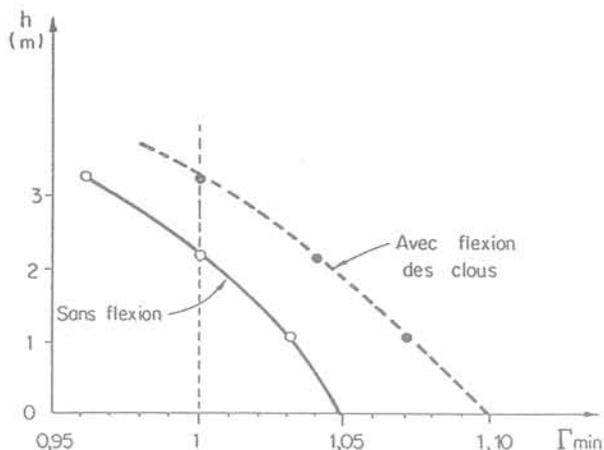


Fig. 9. — Analyse de la rupture du mur en sol cloué de l'expérimentation CLOUTERRE-CEBTP N° 1 ; hypothèse d'une hauteur d'eau $h(m)$.

Fig. 9. — Analysis of the failure of the first full scale experimental soil nailed wall CLOUTERRE-CEBTP ; assumption of a height of water $h(m)$.

un forage préalable, furent injectés avec un coulis sous pression. Le diamètre équivalent des clous retenu pour le dimensionnement était de 100 mm tandis que le frottement latéral unitaire était pris égal à 100 kPa. En mai 1981, après de fortes pluies, le mur se rompit avec

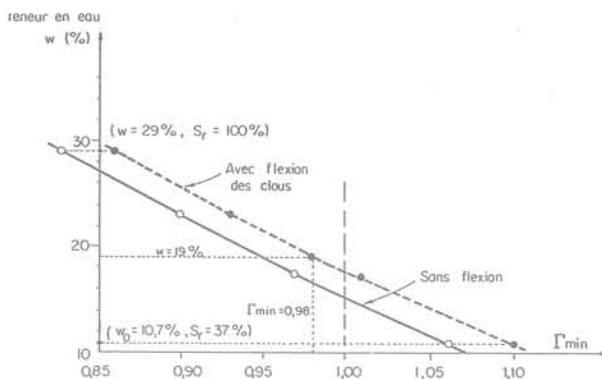


Fig. 10. — Analyse de la rupture du mur en sol cloué de l'expérimentation CLOUTERRE-CEBTP N° 1 ; hypothèse d'une teneur en eau uniforme $w(\%)$.

Fig. 10. — Analysis of the failure of the first full scale experimental soil nailed wall CLOUTERRE-CEBTP ; assumption of a uniform water content $w(\%)$.

une cinématique très différente de ce qui est observé classiquement pour une rupture interne par cassure des clous. Le parement s'avança en s'affaisant sur sa base comme indiqué sur la figure 11.

Des essais d'arrachement de clous réalisés après l'accident sur le site montrèrent que le frottement latéral sol-

Sol N	l
γ	20 kN/m ³
c'	0
φ'	28°
q_s	45,5 kPa
p_t	500 kPa
$k_s D_C$	9150 kPa

$\Gamma_{min} = 0,71$
$\Gamma_{m,\varphi} = 1,0$
$\Gamma_{m,q_s} = 1,0$
$\Gamma_{m,p_t} = 1,0$
$\Gamma_{m,r} = 7,0$
$\Gamma_{s_3} = 1,0$

Clou	1	2
R_n	130 kN	330 kN

0.80	0.74	0.72	0.71	0.72
0.79	0.74	0.72	0.71	0.73
0.78	0.74	0.71	0.72	0.74
0.78	0.73	0.71	0.73	0.77
0.77	0.72	0.72	0.75	0.81
0.76	0.73	0.74	0.79	0.87
0.76	0.74	0.77	0.85	0.97

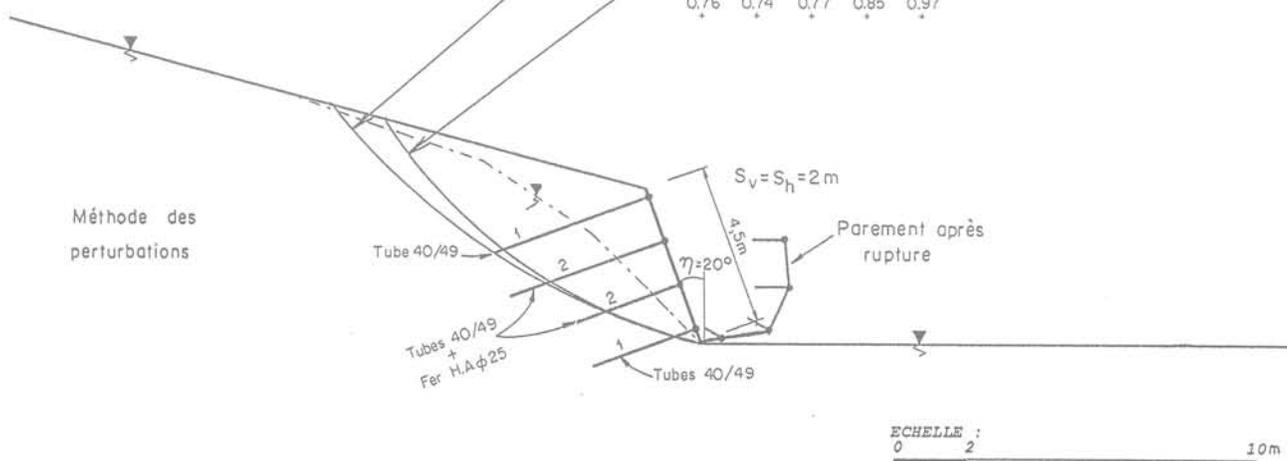


Fig. 11. — Etude de stabilité du mur des Eparris et coupe après rupture.

Fig. 11. — Analysis of the stability of the Eparris wall and cross-section after failure.

clou avait une valeur d'environ 45 kPa, au lieu des 100 kPa pris en compte dans le dimensionnement. Les calculs de stabilité du mur effectués en utilisant la valeur mesurée du frottement latéral unitaire et en faisant l'hypothèse pessimiste d'une nappe à la surface du versant donnent une valeur de Γ_{min} égale à 0,71. En revanche, en faisant l'hypothèse optimiste d'un drainage complet du massif de sol cloué, le coefficient Γ_{min} remonte à 1,00.

La réalité se situe entre ces deux cas extrêmes tout en étant plus proche de la valeur $\Gamma_{min} = 1,00$ du fait de la mise en place des drains sub-horizontaux. Il est à remarquer que les valeurs de Γ_{min} trouvées ne sont pas modifiées quand la résistance à la traction simple R_t des clous est réduite par un coefficient inférieur ou égal à 7,0, ce qui tend à prouver que la rupture a bien été une rupture par défaut d'adhérence.

EXPÉRIMENTATION CLOUTERRE-CEBTP N° 3

Le troisième exemple présenté ici est la rupture du mur en sol cloué de l'expérimentation CLOUTERRE-CEBTP N° 3 réalisé au CEBTP dans le cadre du Projet national CLOUTERRE (fig. 12).

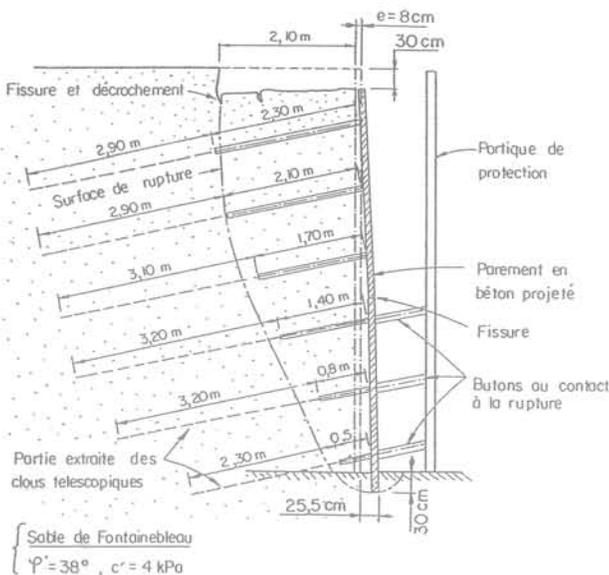


Fig. 12. — Expérimentation CLOUTERRE-CEBTP N° 3. Coupe du mur après rupture.

Fig. 12. — Third full scale experimental soil nailed wall CLOUTERRE-CEBTP, cross-section after failure.

Des clous télescopiques furent utilisés pour pouvoir simuler une rupture mixte par défaut de longueur des clous. Leurs longueurs étant réduites progressivement étape par étape pour atteindre la rupture finale. Trois étapes particulières ont été sélectionnées pour l'étude de la stabilité et sont présentées dans le tableau. Au fur et à mesure que les clous étaient réduits, le frottement latéral unitaire limite q_s de chaque clou était mesuré,

ce qui a permis de caractériser très précisément les variations de q_s avec la profondeur z (fig. 13).

Il est à noter que pour la plupart, si ce n'est la totalité des murs en sol cloué, l'incertitude la plus grande est sur la distribution de $q_s(z)$ et non pas sur les propriétés du sol lui-même. Or, dans le cas présent, $q_s(z)$ était mieux connu que les propriétés du sol et notamment la cohésion. En effet, le sable de Fontainebleau utilisé possédait une cohésion apparente, assez mal définie car fonction de la teneur en fines et de la teneur en eau w . L'intervalle le plus probable étant 3 à 10 kPa. En revanche, l'angle de frottement ϕ et le poids volumique γ étaient relativement mieux connus (cf. tableau II).

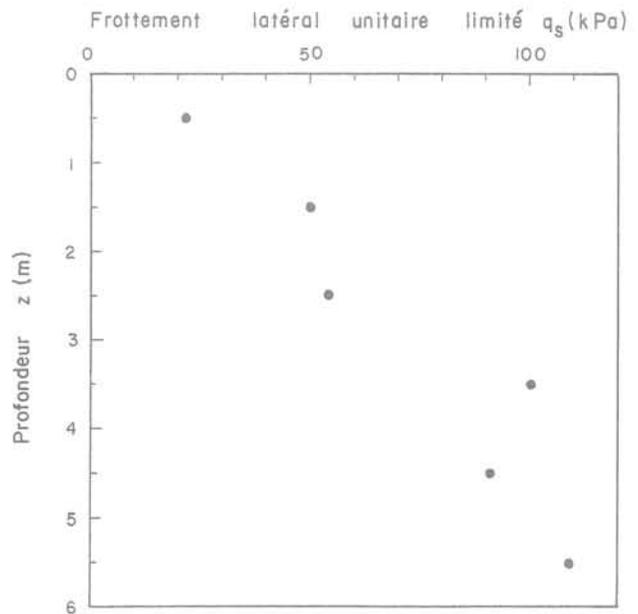


Fig. 13. — Variations du frottement latéral unitaire q_s avec la profondeur z .

Fig. 13. — Variations of the unit skin friction q_s with depth z .

Tableau I. — Longueurs des clous au cours des différentes phases de l'expérimentation CLOUTERRE-CEBTP n° 3.

Numéro clou	Profondeur (m)	Longueur des clous (m)		
		Phase 1	Phase 2	Phase 3
1	0,5	5,1	2,7	2,3
2	1,5	4,9	2,7	2,1
3	2,5	4,7	2,7	1,7
4	3,5	4,5	2,7	1,7
5	4,5	3,9	2,7	0,8
6	5,5	2,7	2,7	0,5

Tableau II. — Caractéristiques mécaniques du sol, des clous et de l'interface sol-clous. Expérimentation CLOUTERRE-CEBTP n° 3.

Sol	Angle de frottement interne : $\Phi = 38^\circ$ Cohésion apparente : $c = 3 \text{ à } 10 \text{ kPa}$ Poids volumique : $\gamma = 16.6 \text{ kN/m}^3$
Clous	Diamètre des forages : $D = 56 \text{ mm}$ Inclinaison : $\alpha = 10 \text{ degrés}$ Longueurs variables (voir tableau I) Traction limite élastique $T_e = 980 \text{ kN}$
Interface sol-clou	Frottement latéral unitaire variable $q_s(z)$ (voir fig.)

Les analyses de stabilité pour chaque étape de raccourcissement des clous furent effectuées avec une cohésion apparente de 3 kPa (hypothèse pessimiste). La figure 14 présente l'évolution du coefficient Γ_{\min} depuis la fin de la construction jusqu'à la rupture où il atteint la valeur 0,63. Quand la cohésion apparente augmente, Γ_{\min} atteint la valeur 1,00 pour une valeur de cohésion de 7,5 kPa, qui tombe au milieu de l'intervalle 3 à 10 kPa. Compte tenu des incertitudes sur la cohésion apparente et de son influence importante sur la stabilité, on peut conclure que la méthode de calcul utilisée fournit une approche correcte de la réalité.

CONCLUSION

Grâce au Projet national CLOUTERRE, trois expérimentations ont pu être réalisées jusqu'à la rupture sur des murs en sol cloué en vraie grandeur, ce qui a permis de compléter la base de données réduite qui existait sur les ruptures en vraie grandeur de mur en sol cloué.

De la comparaison des résultats des calculs réalisés avec les méthodes de dimensionnement recommandées par CLOUTERRE avec les observations sur ouvrages réels, il peut être conclu que les méthodes utilisées prédisent correctement la rupture des murs en sol cloué quel que soit le mode de rupture considéré (ruptures internes par cassure ou par arrachement des clous, rupture mixte).

Les paramètres les moins bien connus pour la plupart des structures en sol cloué et qui jouent pourtant un rôle prépondérant dans le calcul de stabilité sont le frottement latéral unitaire q_s et la cohésion apparente du sol. Le Projet national CLOUTERRE a consacré une bonne part de ses recherches à étudier, caractériser et mesurer sur un site le frottement latéral unitaire. Des résultats importants ont été obtenus avec notamment le développement d'abaques de calcul à partir des résultats d'essais pressiométriques. Pour ce qui concerne la détermination précise de la cohésion apparente qui intervient aussi bien pour le calcul de stabilité d'ensemble que pour la tenue du sol en phase intermédiaire d'excavation, le problème reste entier.

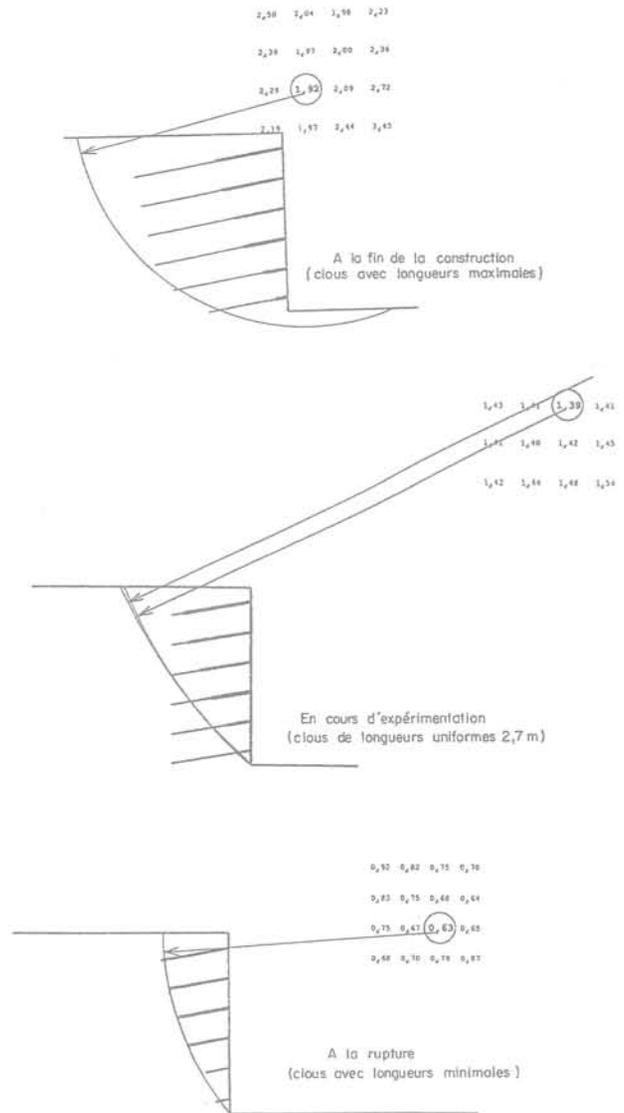


Fig. 14. — Analyse de la stabilité de l'expérimentation CLOUTERRE-CEBTP N° 3 au cours des différentes phases.
Fig. 14. — Analysis of the stability of the third full scale experimental soil nailed wall CLOUTERRE-CEBTP during the different phases.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Recommandations CLOUTERRE 1991, pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols, Paris, Presses de l'ENPC, 272 p.
- [2] Recommandations CLOUTERRE 1991, for the design, calculation, construction and control of soil nailed retaining walls, [in preparation].
- [3] SCHLOSSER F. (1982), Behavior and design of soil nailing. Proc. of Symposium on Recent Developments in Ground Improvement Techniques, Bangkok, pp. 399-413.

- [4] SCHLOSSER F. (1983), *Analogies et différences dans le comportement et le calcul des ouvrages de soutènement en Terre Armée et par clouage des sols*. Annales de l'ITBTP n° 418.
- [5] STOCKER M., KÖRDER G., GÄSSLER G., GÜDEHUS G. (1979), *Soil nailing*. Comptes rendus du colloque international sur le Renforcement des Sols (2), Paris, Presses de l'ENPC, pp. 469-474.
- [6] GUILLOUX A. et SCHLOSSER F. (1982), *Soil Nailing : Practical Applications*. Proc. Symposium on Soil and Rock Improvement Techniques, Geotextiles, Reinforced Earth and Modern Piling Methods, Bangkok, nov/déc. 1982.
- [7] SCHLOSSER F., PLUMELLE C., UNTERREINER P. (1992), *Failure of a full scale experimental soil nailed wall by reducing the nails lengths (French research project CLOUTERRE)*. Proc. of the International Symposium on Earth Reinforcement Practice, Fukuoka, Japon, 11-13 November 1992.

Stabilité des pentes sous-marines dans la Baie des Angès, Nice, France. Approche géotechnique.

Offshore slope stability in the Baie des Angès, Nice, France.
Geotechnical approach.

Th. MULDER*, J.-P. TISOT*

P. COCHONAT**, J.-F. BOURILLET**

Rev. Franç. Géotech. n° 64, pp. 21-30 (juillet 1993)

Résumé

La Baie des Angès présente des singularités qui en font un site exemplaire pour l'étude des instabilités sous-marines. L'application du modèle de glissement plan en tenant compte de l'activité sismique a permis de mettre en évidence l'instabilité potentielle d'une part importante de la baie. Deux types de glissements sont possibles : de petits réajustements locaux de la pente impliquant des sédiments sous-consolidés du haut du plateau continental et de grands glissements de flancs de crêtes, dont le volume peut permettre la transformation en courants de turbidité.

Abstract

The Baie des Angès shows some particularities. Consequently, it is a model site for the offshore instabilities study. The application of the infinite slope analysis including the seismicity, allows to prove the potential instability of the area. Two kinds of slides are possible : firstly, local readjustments of the slope, involving the top-continental plate underconsolidated sediments ; secondly, huge ridge-side instabilities. Their volume allows the transformation of the slides into some turbidity currents.

* Laboratoire de Géomécanique, ENSG, rue du doyen Marcel-Roubault, BP 40, 54501 Vandœuvre-lès-Nancy.

** IFREMER-GM, Centre de Brest, BP 70, 29280 Plouzané.

1. CARACTÉRISTIQUES MORPHOLOGIQUES, GÉOLOGIQUES ET GÉOTECHNIQUES DE LA BAIE DES ANGES

La Baie des Anges se caractérise par la présence d'un plateau continental réduit. La couverture sédimentaire se termine par 1 000 m de sédiments plio-quaternaires

surmontant la surface d'érosion messinienne (SAVOYE and *al.*, 1989 ; SAVOYE and PIPER, 1991). Le talus continental présente de fortes valeurs du gradient de pente accentuées par la présence de deux canyons entaillant la baie : les canyons du Var et du Paillon (fig. 1). Localement, les valeurs du gradient de pente peuvent dépasser 60 % (fig. 2). Ainsi, après un dépôt rapide, les silts argileux superficiels sont soumis actuellement à de

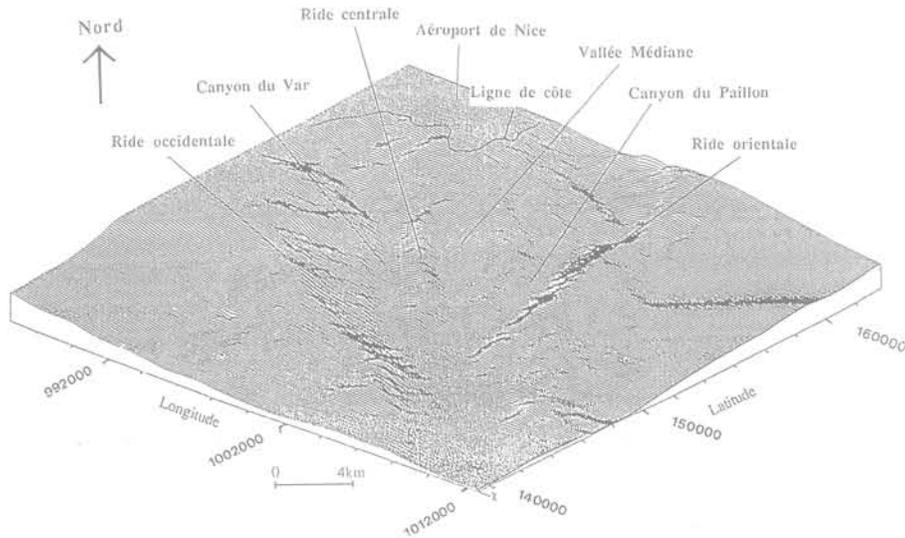


Fig. 1. — Bloc diagramme montrant la morphologie générale de la baie.
Fig. 1. — 3D diagram showing the bottom morphology of the bay.

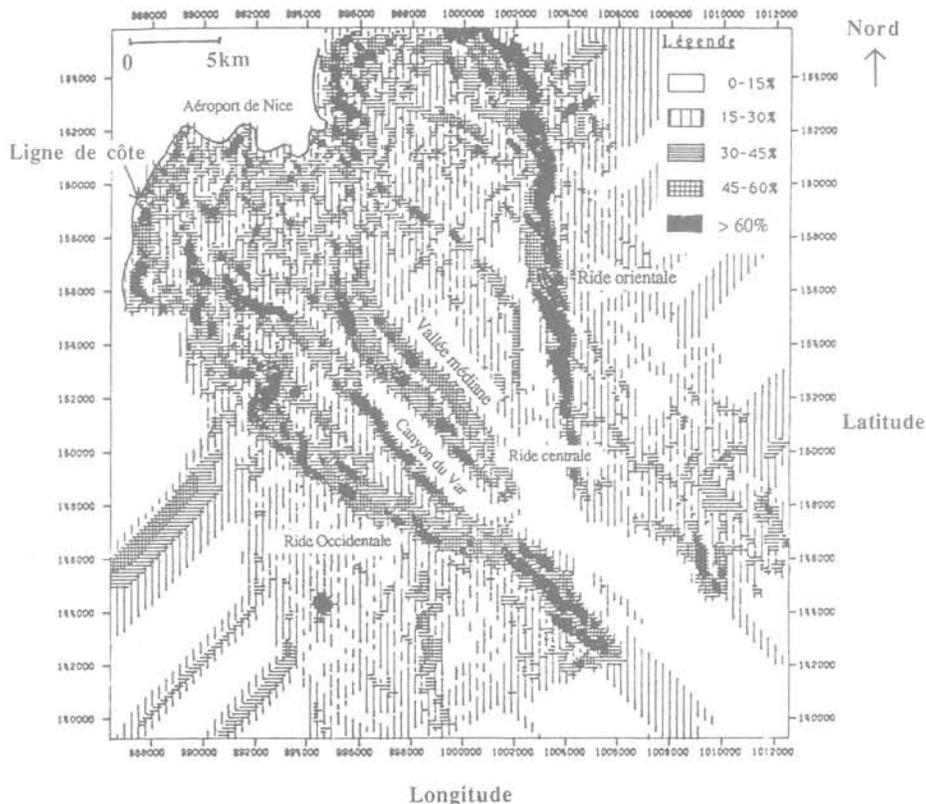


Fig. 2. — Carte du gradient de pente réelle dans la Baie des Anges (données IFREMER, d'après BOURILLET, 1992).
Fig. 2. — Slope gradient map in the Baie des Anges (IFREMER Data, after BOURILLET, 1992).

nombreux glissements en masse (COCHONAT *et al.*, 1988 ; SAVOYE *and al.*, 1989 ; SCHIEB *et al.*, 1990), qui correspondent à des réajustements locaux de la morphologie. Ces glissements peuvent affecter les installations humaines, comme ce fut le cas en 1979 au chantier de l'aéroport de Nice. Il s'avère donc nécessaire, si ce n'est de les prévoir, du moins, de localiser les zones potentielles de départ de tels glissements.

Outre un risque d'instabilités statiques, la Baie des Anges peut aussi être l'objet d'instabilités dynamiques : en plus d'une importante sismicité interne, la baie subit l'influence de séismes plus fréquents et de plus fortes magnitudes dont les épicentres se situent en mer Ligure (REHAULT *et BETHOUX*, 1984) ou sur la partie continentale de la chaîne alpine.

2. MORPHOLOGIE DES GLISSEMENTS SOUS-MARINS

Les glissements sous-marins ont été étudiés en détail dans le delta du Mississippi. Ce dernier présente une palette quasiment complète des différents types d'instabilités (COLEMAN *and GARRISON*, 1977 ; COLEMAN *and PRIOR*, 1981 ; PRIOR *and COLEMAN*, 1982).

Certaines de ces instabilités sont directement liées à l'activité tectonique. Elles prennent alors le plus souvent la forme de remplissage d'escarpements créés lors d'épisodes distensifs (génération de fossés d'effondrement), ou lors d'une activité tectonique synsédimentaire. Les instabilités sont alors liées à des glissements rotationnels anciens situés sur la partie supérieure du plateau continental, ou aux failles de croissance de la partie sommitale du talus.

La forme de glissement la plus répandue en mer, que ce soit à l'échelle mondiale ou dans le cadre plus restreint de la Baie des Anges, est le glissement plan qui rassemble des morphologies, des volumes et des natures de matériau très diverses. Sa caractéristique principale est un rapport épaisseur/longueur très faible et inférieur à la valeur limite de 0,15 définie par SKEMPTON *et HUTCHINSON* (1969). La nature, cohérente ou non, définit le devenir du phénomène gravitaire : glissement en masse ou coulée (liquéfaction possible du matériau). Ce type d'accident peut indirectement être lié à l'activité tectonique, puisque les accélérations sismiques générées par un tremblement de terre peuvent être à l'origine de la mise en mouvement.

En effet, en fonction de l'angle de pente et de la masse de sédiments impliquée dans le glissement, la dynamique de ce dernier peut être considérablement accélérée et « dégénérer » vers un mode de transport en suspension (phénomène d'ignition) pour finalement se transformer en courant de turbidité. Le matériau se dépose alors aux endroits où le gradient de pente prend des valeurs très faibles (valeurs inférieures à 1°). La distance parcourue est considérable. Le glissement du Grand Bank (Canada) (HEEZEN *and EWING*, 1952 ; KUENEN, 1952 ; CLARK *and LANDVA*, 1991) a par-

couru près de 700 kilomètres depuis son point d'origine. L'ordre de grandeur est légèrement moindre pour les glissements qui peuvent affecter la Baie des Anges. A titre d'exemple, le glissement de 1979 a parcouru environ 130 km (fig. 3).

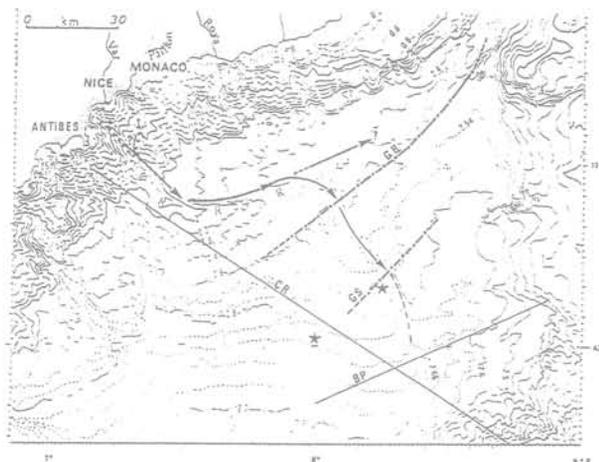


Fig. 3. — Origine du glissement et chemin parcouru par l'événement de 1979 (d'après GENNESSAUX *et al.*, 1980).

Fig. 3. — Origin and travel for the 1979 slump (from GENNESSAUX *et al.*, 1980).

3. NATURE DES SÉDIMENTS SUPERFICIELS DANS LA BAIE DES ANGES

Plusieurs missions de l'IFREMER ont permis une connaissance précise des sédiments de la baie : missions Prénice, Same (SCHIEB, 1992), Casanice et Catherine-Laurence (avec la collaboration du Laboratoire de Géodynamique sous-marine de Villefranche-sur-Mer) (MULDER, 1992).

Les sédiments superficiels de la Baie des Anges sont principalement constitués de silts argileux fins, bien classés et riches en carbonates (30 à 50 %). L'utilisation des limites d'Atterberg montre une répartition dans les silts organiques peu plastiques sur le diagramme de Casagrande ($7 < I_p < 20$ et $30 < W_L < 45$). Outre les carbonates, les minéraux principaux (déterminés par diffraction RX) sont : le quartz, les plagioclases, les micas et la chlorite. Si cette description résume bien les caractéristiques des sédiments du haut de plateau continental et de ceux du flanc et du sommet des rides et du talus, il est important de noter que les fonds des canyons du Var et du Paillon sont constitués de matériaux plus grossiers, pouvant être assimilés à des coulées de débris. Les principales caractéristiques de ces deux grands types de sédiments sont résumées d'une part d'un point de vue granulométrique (fig. 4) et d'autre part, sur les coupes de la figure 5.

On détaillera ci-dessous l'état des sédiments, mis à part pour ceux situés au fond des canyons. En ce qui concerne la résistance au cisaillement à long terme, elle peut être définie par $c' = 5$ kPa et $\phi' = 35^\circ$.

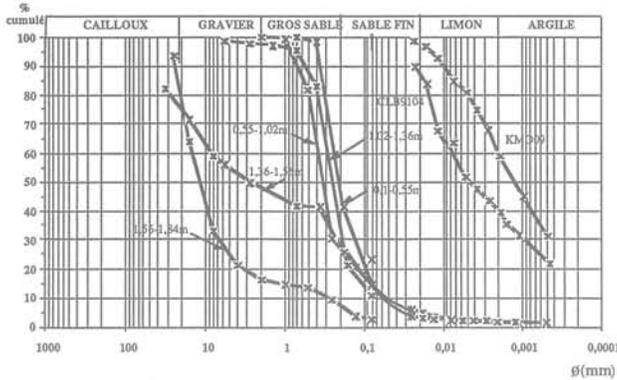


Fig. 4. — Exemples de granulométrie pour les sédiments sur plateau continental, sur le talus et sur les rides (exemples des prélèvements CLB 9104 et KMO 09) et pour les sédiments grossiers du fond de canyons (prélèvement CLK 9101).

Fig. 4. — Typical granulometric curves for the sediments localized on the plate, on the continental slope or on the ridges (examples of CLB 9104 and KMO 09 cores) and for the coarser sediments of the canyons (CLK 9101 core).

4. ÉTAT DES SÉDIMENTS

La caractérisation de l'état des sédiments a été réalisée soit au moyen d'essais en place, soit à partir de mesures de laboratoire sur des carottes (SCHIEB, 1992 ; MULDER, 1992).

In situ, deux types d'appareillages ont été utilisés (COCHONAT et al., 1990 ; COCHONAT, 1991b). Il s'agit d'une part du scissomètre grand fond et d'autre part du module géotechnique, composé d'un piézocône et d'un carottier associé. Ces deux outils donnent des résultats de qualité, mais leur profondeur d'investigation est limitée à moins d'un mètre pour le premier et à deux mètres pour le second.

Au laboratoire, les paramètres mesurés pour caractériser l'état du sédiment sont la teneur en eau, le poids volumique (γ_h), la cohésion non-drainée (c_u) (fig. 5) et la pression de préconsolidation (σ'_p). Les trois premières mesures sont rapides et assez fiables. En revanche, la détermination de la pression de préconsolidation est beaucoup plus longue et nécessite que les remaniements soient très limités. La vérification pour les silts argileux de la baie de la constance du rapport c_u/σ'_p à partir de quelques couples de valeurs, permet d'utiliser les mesures systématiques de cohésion non-drainée pour évaluer en tout point, la valeur de la pression de préconsolidation.

Globalement, on observe pour l'ensemble des sédiments de la Baie des Anges, l'existence d'une surconsolidation de surface de type quasi-surconsolidation (TISOT, 1986), liée à des phénomènes physico-chimiques.

Une analyse plus précise de l'état de consolidation a permis la séparation des sédiments en quatre grandes familles géotechniques (COCHONAT et al., 1992), à chacune desquelles a pu être associée une loi de varia-

tion de la cohésion non-drainée c_u , exprimée en kPa, avec la profondeur z , en mètres (fig. 6).

- Zone A (sédiments sous-consolidés) : $c_u = 1,35.z$ (kPa) ;
- Zone B (sédiments normalement consolidés) : $c_u = 1,2.z + 5$ (kPa) ;
- Zone C (sédiments légèrement surconsolidés) : $c_u = 2,5.z + 5$ (kPa) ;
- Zone D (sédiments surconsolidés) : $c_u = 2,5.z + 15$ (kPa).

Il existe une corrélation entre l'état de consolidation des matériaux et leur répartition à travers les grands ensembles géomorphologiques de la baie : les sédiments sous-consolidés sont en majeure partie localisés sur la partie sommitale du plateau continental, les sédiments surconsolidés sur les sommets, les flancs de crêtes, le talus étant en règle générale constitués superficiellement de sédiments normalement consolidés. Cette corrélation a permis d'extrapoler les données ponctuelles de carottages afin de définir une zonation géotechnique de la baie (fig. 7).

5. ANALYSE DE LA STABILITÉ

Une fois les caractéristiques géométriques et géotechniques connues, l'étude de stabilité nécessite le choix d'un modèle de calcul. Les différentes missions de cartographie effectuées par l'IFREMER (sea-beam, plongées de submersibles) en Baie des Anges, et la visualisation des cicatrices de glissements anciens, ont montré que le modèle de glissement à surface de rupture plane permettait une approche réaliste de l'analyse du départ en masse des sédiments. Au choix de ce modèle est associée une condition de calcul, drainée ou non-drainée, selon l'objectif fixé, respectivement à long ou à court terme. L'étude à court terme permet l'adjonction de paramètres dynamiques tels qu'une surpression interstitielle en excès de la pression hydrostatique, générée par une vague, la houle ou un séisme, ou encore d'accélération sismiques horizontales et verticales, elles aussi engendrées par un tremblement de terre. Ces dernières sont exprimées en fraction de l'accélération de la pesanteur (KARLSRUD and EDGERS, 1982 ; ALMAGOR and WISENAM, 1977 et 1982).

Cependant, ces résultats ont montré *a posteriori*, que l'étude de l'état statique en conditions non-drainées revenait à simuler un cas très pessimiste qui ne correspondait que partiellement aux observations « de terrain ». En conséquence, il s'avérait nécessaire de formuler des équations de stabilité en conditions drainées, intégrant les paramètres surpression interstitielle et accélérations sismiques, celles-ci ne pouvant être formulées qu'à la condition de considérer les deux derniers paramètres en tant que paramètres statiques (ALMAGOR and WISENAM, 1977 et 1982 ; KARLSRUD and EDGERS, 1982). Ces équations représentent la possibilité d'apparition d'un phénomène à court terme dans un système à long terme (MULDER et TISOT, 1991).

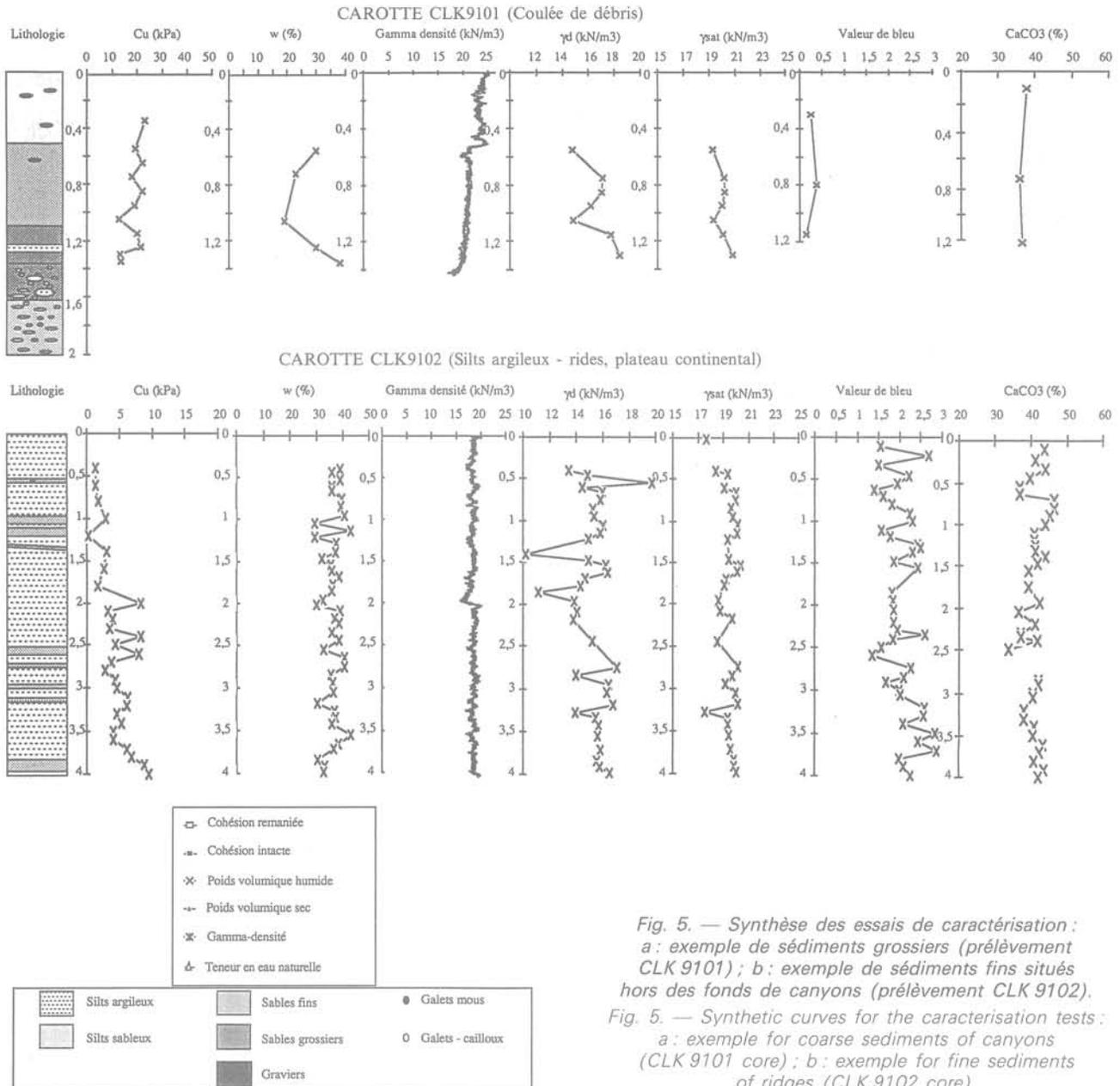


Fig. 5. — Synthèse des essais de caractérisation : a : exemple de sédiments grossiers (prélèvement CLK 9101) ; b : exemple de sédiments fins situés hors des fonds de canyons (prélèvement CLK 9102).
 Fig. 5. — Synthetic curves for the characterisation tests : a : exemple for coarse sediments of canyons (CLK 9101 core) ; b : exemple for fine sediments of ridges (CLK 9102 core).

L'utilisation du modèle de glissement plan nécessite le choix de la profondeur de la surface de rupture (z). Ce choix pourrait être effectué à l'aide des résultats de profils sismique réflexion, par mise en évidence d'une surface de discontinuité majeure, tectonique ou, plus probablement, sédimentaire, jouant le rôle de réflecteur. Malheureusement, aucun moyen de sismique réflexion haute définition n'a donné de résultats satisfaisants dans la baie. Parallèlement, peu de carottages Küllenbergs dépassent les cinq premiers mètres de sédiments. Les profondeurs de surface de rupture ont alors été définies *a priori*, en se basant d'une part sur les observations des cicatrices effectuées sur les fonds marins et, d'autre part, sur les calculs de hauteur impliquée dans les glissements anciens à partir des indices de surconsolidation détectés sur carottages et définissant la présence d'un hiatus

sédimentaire, ayant pour origine un départ en masse de sédiment (COCHONAT *et al.*, 1992 ; MULDER *et al.* ; 1992c). De tels calculs ont conduit à une valeur moyenne de 7 m pour la hauteur glissée. En conséquence, les calculs de stabilité ont été effectués avec des profondeurs de surface de rupture de 5 m, 10 m, et 15 m en conditions drainées, et pour des profondeurs de 1 m et 2 m, en plus des valeurs précédentes, en conditions non-drainées. La détermination d'une profondeur de surface de rupture fictive revient en fait à estimer pour quelle hauteur critique de sédiment, la rupture ($F = 1$) est atteinte.

Les fonds des canyons du Var et du Paillon n'ont pas été insérés dans la modélisation du fait de leur nature géotechnique très différente.

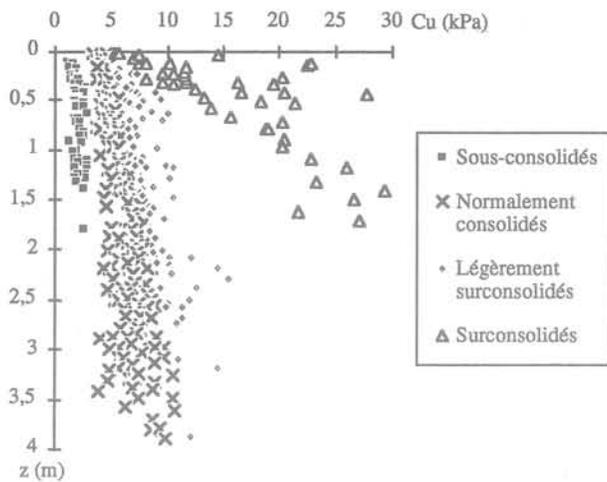


Fig. 6. — Classification géotechnique des sédiments de la Baie des Anges à partir de leur état de consolidation (d'après COCHONAT and al., 1992).

Fig. 6. — Geotechnical classification for the sediments of the Baie des Anges, according to their consolidation state (after COCHONAT and al., 1992).

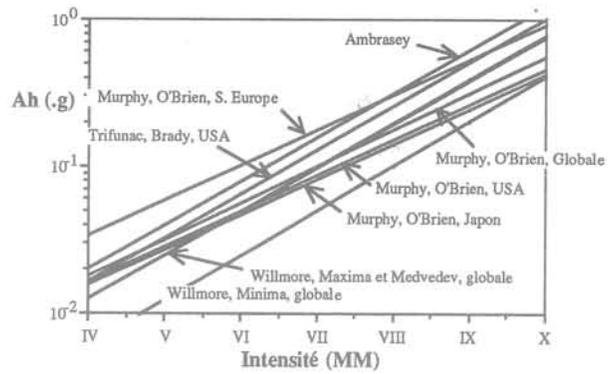


Fig. 8. — Différentes relations empiriques entre le logarithme de l'accélération horizontale (A_h) et l'intensité (Mercalli Modifiée, MM) (d'après Willmore et Karnik, 1971 ; Despeyroux, 1989).

Fig. 8. — Various empirical relationships between the logarithm of the horizontal acceleration (A_h) and the intensity (MM scale) (after Willmore and Karnik, 1971 ; Despeyroux, 1989).

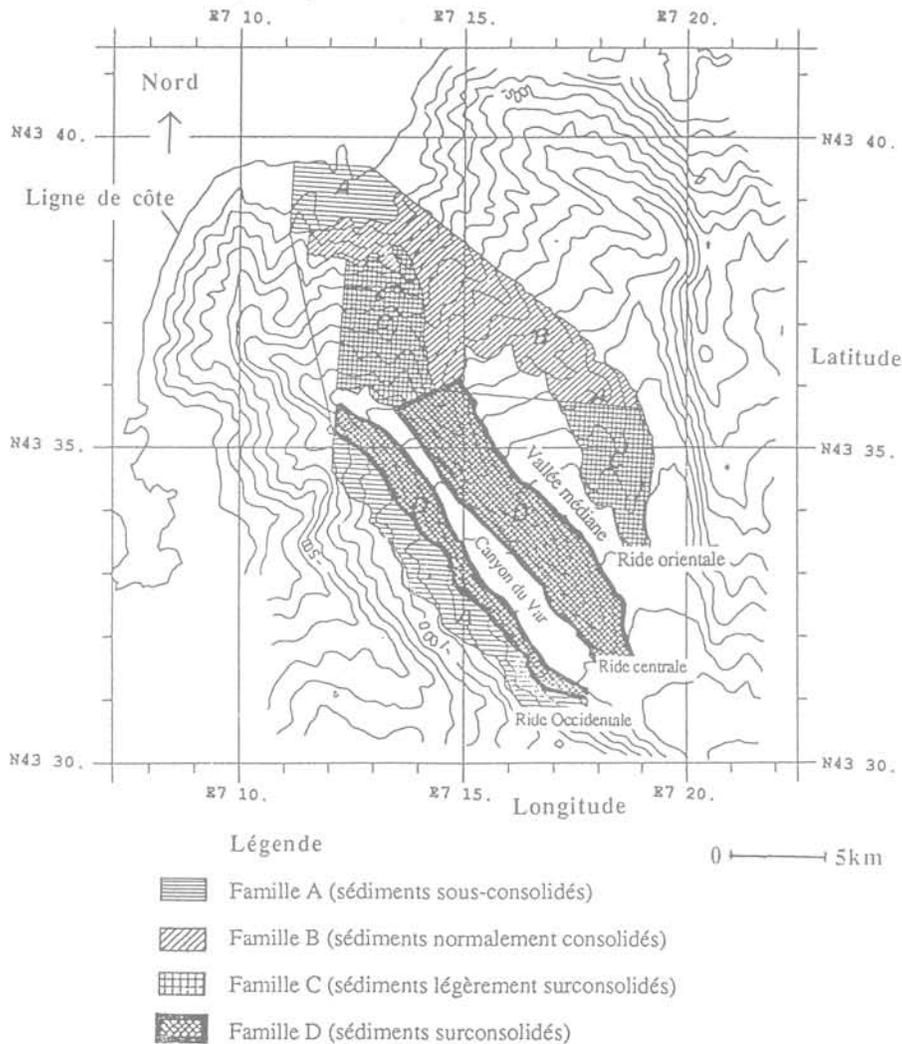


Fig. 7. — Carte de répartition des quatre familles géotechniques de sédiment à l'intérieur de la baie (d'après COCHONAT and al., 1992).

Fig. 7. — Map of the distribution of the four geotechnical families of sediments in the Baie des Anges (after COCHONAT and al., 1992).

6. ESTIMATION DES PARAMÈTRES EXTERNES

Les deux paramètres externes principaux intervenant dans le calcul de la stabilité des talus sous-marins sont la surpression interstitielle (Δu) et les accélérations sismiques (A_h et A_v).

La surpression interstitielle peut être appréhendée de trois manières : la mesure *in situ* (piézocône), l'estimation à partir d'essais triaxiaux cycliques non-drainés, et enfin, par le calcul théorique à partir d'un échantillonnage de mesures au houlgraphe (amplitude et période de la houle). De telles mesures ont été fournies par le laboratoire d'Hydraulique de la Direction des Etudes et Recherches d'EDF. Cependant, le calcul de la surpression interstitielle générée par des vagues d'amplitudes annuelles, décennales ou centennales (resp. 3,3 m, 4,2 m et 5,1 m) a montré que l'impact de Δu sur le coefficient de sécurité était réduit (pour de telles amplitudes, la valeur de F décroît de 0,1 à 0,2 pour une tranche d'eau de 10 m), et que cet impact était toujours masqué par celui de la sismicité. De plus, l'influence de la houle n'est envisageable que pour une tranche d'eau inférieure à 50 m et n'intéresse donc qu'une surface très réduite de la baie. En conséquence, seule l'influence de la sismicité a été étudiée. On notera cependant qu'en milieu côtier (tranche d'eau inférieure à 50 m), l'étude de la houle peut ne plus être négligeable et devra être prise en compte.

Les accélérations sismiques ont été estimées à partir des cartes d'aléa publiées par DADOU *et al.*, (1985). C'est la loi empirique de Murphy et O'Brien (*in* DESPEYROUX, 1990), reliant les accélérations horizontales ou verticales à l'intensité (Mercalli Modifiée, MM), qui a été choisie pour les calculs. Les calculs ont été effectués pour des événements de périodes de retour centennale, bicentennale et millennale.

7. RÉSULTATS

La synthèse des résultats de différents cas de modélisation montre d'abord quelques grands traits principaux (MULDER, 1992 ; MULDER *et al.*, 1992a et 1992b).

Si l'instabilité est plus forte quand on considère une surface de rupture plus profonde, ce phénomène est moins marqué en conditions non-drainées, du fait de l'utilisation d'une relation croissante entre c_u et la profondeur.

L'étude en conditions non-drainées est, quant à elle, directement liée à la cartographie géotechnique préalable : les zones les plus instables sont celles qui comportent des sédiments sous-consolidés (fig. 9a).

L'étude en conditions drainées en utilisant un critère de Mohr-Coulomb unique pour l'ensemble de la zone fait nettement ressortir l'influence du gradient de pente, au point que la carte de risque, exprimée en isovaleurs du coefficient de sécurité F peut se déduire directement de la carte de gradient de pente (fig. 9b).

Une analyse détaillée montre que les instabilités gravitaires dans la Baie des Anges, peuvent être séparées en deux catégories : celles qui sont liées uniquement aux

caractéristiques internes du talus (propriétés géotechniques et géomorphologie) et celles qui apparaissent uniquement sous l'influence de sollicitations externes (sismicité).

Les premières peuvent se diviser en deux grandes familles :

- les instabilités du haut de plateau continental et, dans une moindre mesure, celles qui concernent la partie ouest de la crête occidentale. Elles sont liées à la nature sous-consolidée du sédiment. La profondeur de rupture est située à une profondeur inférieure ou égale à deux mètres. Par conséquent, ces instabilités ne mettent en jeu qu'un volume réduit de sédiment. Etant donné qu'elles sont situées dans une zone préférentielle d'alimentation en sédiment, on peut considérer que ces petits réajustements locaux seront mis en mouvement de façon périodique, dès que la hauteur sédimentée sera égale à la hauteur critique. Leur faible volume et leur situation à un endroit où le gradient de pente prend des valeurs variant de 2° à 10° ne leur permettront pas d'effectuer un cheminement important (au plus de l'ordre du kilomètre). Ils se résumeront tout au plus en une translation du matériau, avec possibilité de réaménagement et de formation de coulées de débris ;

- les instabilités de flanc de crête, affectent les sédiments normalement consolidés, voire surconsolidés. La profondeur de la surface de rupture est située entre 5 et 15 m. Par conséquent, le volume mis en jeu peut être énorme. Situées dans des zones où le gradient de pente prend des valeurs fortes (supérieures à 20°), elles pourront acquérir une célérité importante et subir le phénomène d'embrasement (ou d'ignition) pour se transformer en courant de turbidité. Ces courants, caractérisés par un transport en suspension des particules fines, pourront parcourir des distances importantes en suivant la morphologie du fond marin et seront évacués par les canyons du Var et du Paillon, avant de se déposer dans les zones où le faible gradient de pente (de l'ordre du degré) ne permet plus leur avancée.

Ce second type d'instabilités est lié d'une part à l'activité sismique interne de la baie, mais aussi à celle de la mer Ligure (fig. 9c). Une intensité de VII (MM) atteinte à l'intérieur de la baie suffit à déstabiliser les sédiments, en premier lieu ceux situés sur les flancs de la ride centrale, et à générer des glissements de flancs de crête de forte envergure. Un séisme d'intensité bicentennale entraîne d'importants désordres sédimentaires sur une surface couvrant le quart de la baie (fig. 9d). Un séisme d'intensité millennale, générant une accélération de 0,3 g, engendre une instabilité quasi-générale de la baie.

8. CONCLUSION

L'étude des instabilités gravitaires d'origine mécanique en Baie des Anges peut être effectuée grâce au modèle de glissement plan. L'utilisation conjuguée de ce modèle en conditions drainées et non-drainées permet d'effectuer une synthèse réaliste au vu des observations du fond marin, c'est-à-dire en tenant compte des caractéristiques des glissements anciens. Les résultats bruts présentés sur la carte de risque (fig. 10) sont cependant à modérer. Il est clair par exemple, qu'un événement tel qu'un séisme d'intensité millennale n'est pas à considérer comme un accident ponctuel dans un système

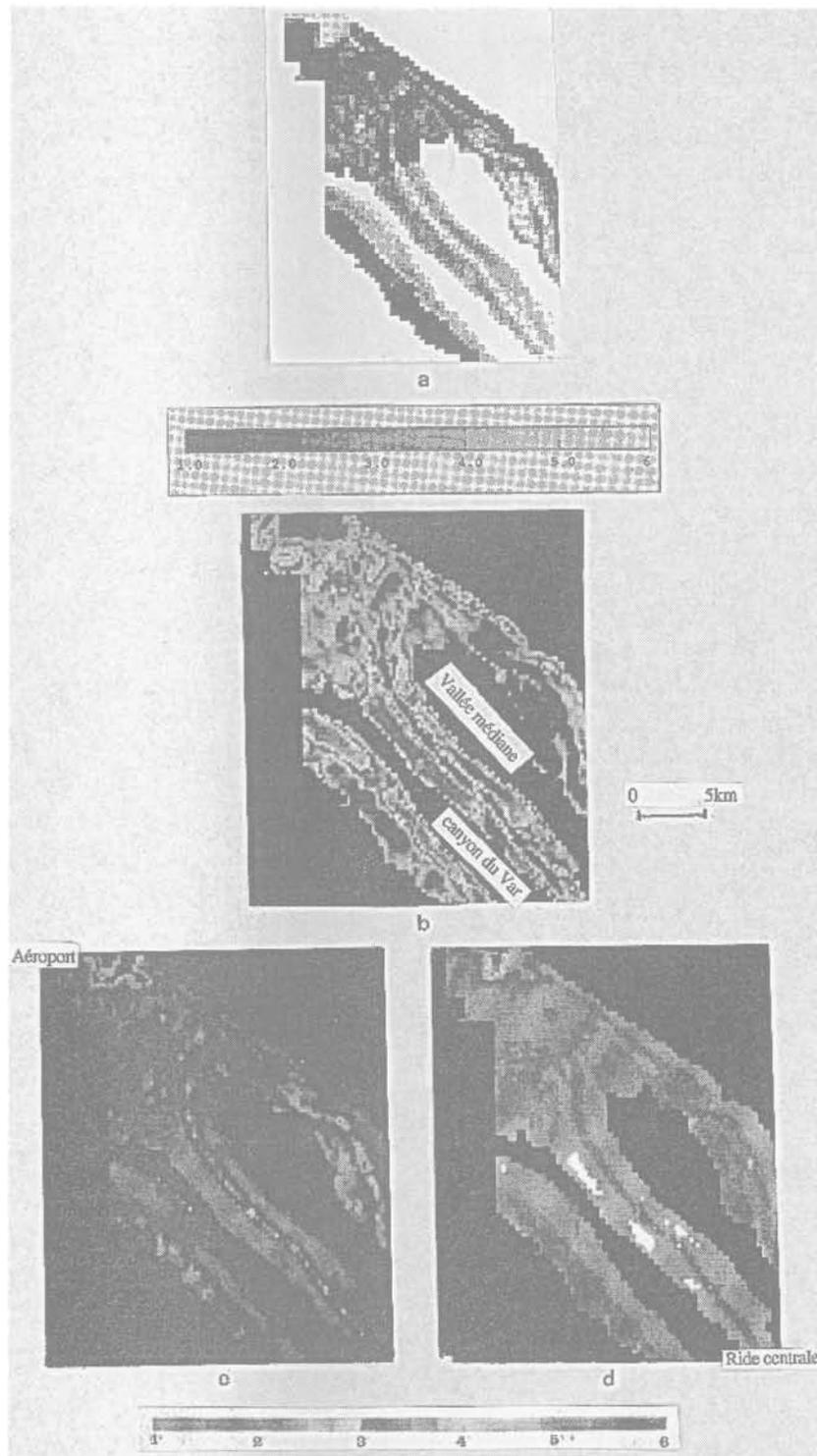


Fig. 9. — Différents cas de simulation des instabilités :
 a : conditions non-drainées, $z = 2 \text{ m}$; b : conditions drainées, $z = 10 \text{ m}$;
 c : conditions drainées, influence d'une accélération centennale, $z = 10 \text{ m}$;
 d : conditions drainées, influence d'une accélération bicentennale, $z = 10 \text{ m}$.
 (Les zones ayant une valeur du coefficient de sécurité égale à 1 sont en blanc).

Fig. 9. — Cases of instabilities simulations :
 a : undrained conditions, $z = 2 \text{ m}$; b : drained conditions, $z = 10 \text{ m}$;
 c : drained conditions d, influence d'une accélération centennale, $z = 10 \text{ m}$;
 d : drained conditions, influence d'une accélération bicentennale, $z = 10 \text{ m}$.
 (Areas with a security factor value equal to 1 are in white).

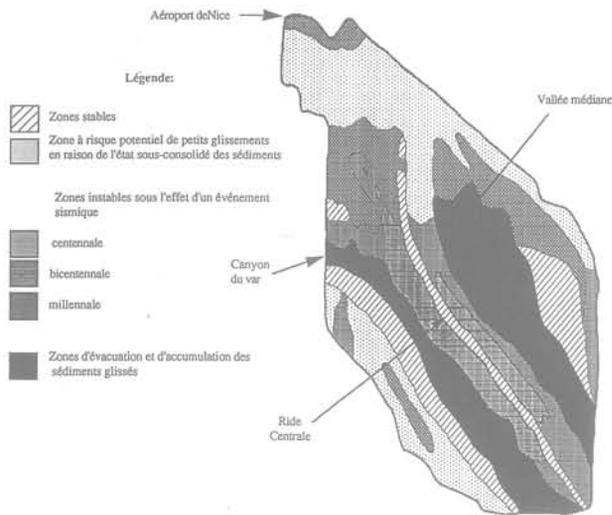


Fig. 10. — Carte synthétique du risque d'instabilité en Baie des Anges.

Fig. 10. — Synthetic map of hazards in the Baie des Anges.

statique. La baie constitue un système dans lequel les sédiments sont soumis à un mouvement continu de dépôt et de départ ou de déplacement. Dans la baie, il semble que les mouvements de sédiments postérieurs à leur dépôt seront essentiellement des glissements en masse. Un séisme de période de retour égale à 1 000 ans se produira alors dans un système à l'intérieur duquel une masse importante de sédiments aura été « purgée » par des événements de période de retour moindre ou encore par des glissements gravitaires simples n'ayant pas été engendrés par un événement extérieur.

Les zones cartographiées comme « zones à risques » doivent, en tenant compte des précautions précédentes, être considérées comme des zones à risque potentiel, sous réserve que les hypothèses formulées avant le calcul soient effectivement celles qui régissent le système au moment de l'événement. Dans ce cadre, les zones potentiellement instables sous l'effet d'un séisme d'intensité millénaire seront celles présentées sur la figure 10 à l'exception de celles qui ne vérifieront pas la principale hypothèse de calcul, à savoir la profondeur de la surface de rupture, soit qu'elles auront été préalablement « purgées », soit qu'une variation locale ou temporelle du taux de sédimentation fera en sorte que la hauteur sédimentée au-dessus d'une surface de rupture potentielle sera moindre que la hauteur critique entraînant la rupture. Dans ces conditions, il ne faut donc pas considérer qu'un séisme de période de retour millénaire engendrera le départ d'une masse unique de sédiment de plusieurs dizaines de millions de m^3 , ordre de grandeur qui est contredit par les observations, mais générera plutôt tout un ensemble de petits glissements plans de volume moindre (quelques millions de m^3 au maximum), successifs ou simultanés. Dans le second cas, les glissements pourront alors devenir coalescents au niveau des canyons du Var et du Paillon pour former un courant de turbidité de taille importante. Dans ce cadre, il semble qu'un séisme d'intensité supérieure à VII (MM) serait susceptible d'entraîner des désordres sédimentaires importants dans la baie. Là encore, une synthèse des résultats des calculs menés à la fois en

conditions non-drainées et en conditions drainées, en considérant les accélérations sismiques en tant que paramètres statiques, permet une estimation réaliste de ces désordres. Cette démarche permet de plus, la mise en évidence du type d'instabilité qui sera prépondérant dans une zone donnée, quelle en sera son origine, sous-consolidation du sédiment superficiel, fortes valeurs du gradient de pente ou sismicité, et par conséquent, quel sera son évolution, désordre local, ou transition vers un courant de turbidité.

Il est difficile de proposer une méthode de prévention spécifique contre le risque de glissement dans la baie. A l'échelle régionale, aucune méthode globale de prévention n'est applicable. Néanmoins, à l'échelle non plus de la carte, mais du plan, certaines possibilités peuvent être soumises. En haute mer, la seule alternative est une « purge » locale des sédiments superficiels, qui aurait l'avantage de réajuster le gradient de pente par élimination de la tranche de sédiments sous-consolidés, c'est-à-dire de se prémunir contre les deux causes principales de glissement. Cependant, si cette méthode semble être, en théorie, la seule efficace, il faut considérer qu'une telle action se place dans un milieu hostile à tout aménagement géotechnique classique. Si la technique de purge est utilisée de façon routinière en milieu continental (tranchées, déclenchement d'avalanches), les outils de haute technicité à mettre en œuvre et la difficulté d'accès en milieu marin font que de telles méthodes sont difficilement applicables à l'heure actuelle. Il faut de plus considérer qu'une telle purge en mer ne pourrait s'effectuer qu'à l'explosif dont l'utilisation pourrait avoir des conséquences difficilement mesurables a priori, par exemple, la génération d'accélération du sol (vibrations), d'une surpression interstitielle ou encore l'impact causé à l'environnement.

Néanmoins, cette étude montre, qu'à l'instar du delta du Mississippi, on peut concevoir la Baie des Anges comme un cas d'école dans l'étude des instabilités gravitaires sous-marines d'origine mécanique. Leur risque d'apparition doit engendrer une étude approfondie lors des travaux futurs d'aménagement de la baie.

BIBLIOGRAPHIE

- ALMAGOR G. and WISEMAN G.H. (1977), *Analysis of submarine slumping in the continental slope of the southern coast of Israël*. Marine Geotech., Vol. 2, Marine Slope Stability, pp. 349-380.
- ALMAGOR G. and WISEMAN G.H. (1982), *Submarine slumping in the continental slope of Israël*. Marine Slides and other mass movements. Proceeding of a NATO Workshop on marine slides and other mass movements, Algarve, Portugal, 15-21 dec. 1980, Sér. 4, Vol. 6, S. Saxov et J.K. Nieuwenhuis ed., pp. 95-128.
- AUFFRET G.A., AUZENDE J.M., GENNESSAUX M., MONTI S., PASTOURET L., PAUTOT G. and VANNEY J.R. (1982), *Recent mass wasting processes on the provencal margin (Western Mediterranean)*. Marine Slides and other mass movements. Proc. of a NATO Workshop on marine slides and other mass movements, Algarve, Portugal, 15-21 dec. 1980, Sér. 4, Vol. 6, S. Saxov et J.K. Nieuwenhuis ed., pp. 53-58.
- BOURILLET J.-F. (1991), *Géomorphologie à partir d'un modèle numérique de terrain (Baie des Anges, Nice)*. 3^e congrès français de Sédimentologie, Brest.

- CLARK J.I. and LANDVA J. (1991), *Geotechnical aspects of seabed pits in the Grand Banks area*. Can. Geotech. J. 25, pp. 448-454.
- COCHONAT P., SCHIEB T., GUILLAUME J., KERBRAT R., TISOT J.-P., AUFFRET G.A. and MULLER C. (1988), *Geotechnical and sedimentological properties of Nice slope and submarine Var canyon deposits*. Mediterranean Basins Abstracts, AAPG-convention, feb. 1988.
- COCHONAT P., SCHIEB T., MULLER C., BOURILLET J.-F. et SAVOYE B. (1989), *Hiatus sédimentaires et surconsolidation. Indices de glissements superficiels dans le cône sédimentaire sous-marin du Var*. 2^e congrès de Sédimentologie, Paris, 20-22 nov. 1989, pp. 77-78.
- COCHONAT P., DODD L., BOURILLET J.-F. and SAVOYE B. (1992), *Geotechnical characteristics and instability of submarine slope sediments, the Nice slope (N-W Mediterranean sea), a case study*. Marine Geotechnology, sous presse.
- COCHONAT P., DAMY G., LEDUC B., MEUNIER J., HARMEGNIES F. et FLOURY L. (1990), *Mesures géotechniques par grand fond*. Coll. ISM, Toulon, 3-5 dec. 1990.
- COCHONAT P. (1991a), *High resolution geophysical investigations of submarine slope*. Intensive course, 19-31 aug. 1991, Patras.
- COCHONAT P. (1991b), *Deep in situ geotechnical measurements*. Intensive course, 19-31 aug. 1991, Patras.
- COLEMAN J.-M. and GARRISON L.E. (1977), *Geological aspects of marine slope stability, Northwestern gulf of Mexico*. Marine Geotech., Vol. 2, Marine Slope Stability, pp. 9-44.
- COLEMAN J.-M. and PRIOR D.B. (1981), *Subaqueous sediment instabilities in the offshore Mississippi river delta*. Offshore Geologic Hazards, Short courses of Offshore Tech. Conf., section 5, univ. Rice, 2-3 mai 1981.
- DADOU C., GODEFROY P. et VAGNERON J.-M. (1984), *Evaluation probabiliste de l'aléa sismique régional dans le Sud-Est de la France*. Document du BRGM, n° 59, 246 p.
- DESPEYROUX J. (1989), *Construction en zone sismique. Mémoire concernant les niveaux d'agression à considérer pour l'application des recommandations de l'AFPS relatives aux constructions à édifier dans les régions sujettes à séismes*. Cahier spécial de l'AFPS, N° spécial « Accélération nominales », 48 p.
- GENNESSAUX M., MAUFFRET A., PAUTOT G. (1980), *Les glissements sous-marins de la pente continentale niçoise et la rupture de câbles en mer Ligure (Méditerranée occidentale)*. C.R. Acad. Sc., t. 290, pp. 959-962.
- HEEZEN B.C. and EWING M. (1952), *Turbidity currents and submarine slumps, and the 1929 grand banks earthquake*. Am. J. of Sc., Vol. 250, pp. 849-873.
- KARLSRUD K. and EDGERS L. (1982), *Some aspects of submarine slope stability*. Marine Slides and other mass movements. Proc. of a NATO Workshop on marine slides and other mass movements, Algarve, Portugal, 15-21 dec. 1980, Sér. 4, Vol. 6, S. Saxov et J.K. Nieuwenhuis ed., pp. 63-82.
- KUENEN P.H. (1952), *Estimated size of the grand banks turbidity currents*. Am. J. of Sc., Vol. 250, pp. 874-884.
- MULDER Th. et TISOT J.-P. (1991), *Méthode générale d'étude de l'instabilité des sédiments superficiels en milieu marin*. 3^e congrès français de Sédimentologie, Brest.
- MULDER Th. (1992), *Approches géotechniques de la stabilité des marges continentales ; application à la Baie des Anges, Nice, France*. Thèse INPL-ENSG.
- MULDER Th., TISOT J.-P., COCHONAT P. et BOURILLET J.-F. (1992a), *Méthode d'analyse des instabilités en mer. Exemple de la Baie des Anges, Nice, France*. 14^e RST, 14-17 avril 1992, Toulouse.
- MULDER Th. and TISOT J.-P., COCHONAT P. et BOURILLET J.-F. (1992b), *Instability of superficial sediments in « Baie des Anges » (Nice, France)*. Actes du colloque franco-italien "Slope stability in seismic Areas", 14-15 mai 1992, Bordighera, Italie, E. Facioli and A. Pecker eds, pp. 125-138.
- MULDER Th., COCHONAT P., TISOT J.-P. et BOURILLET J.-F. (1992c), *Détermination de la hauteur des glissements anciens à partir de l'état de consolidation des sédiments en Baie des Anges (SE de la France)*, C.R. Acad. Sci, Paris, t. 315, série II, pp. 1703-1709.
- PRIOR D.B. and COLEMAN J.M. (1982), *Active slides and flows in underconsolidated marine sediments on the slope of Mississippi delta*. Marine Slides and other mass movements. Proc. of a NATO Workshop on marine slides and other mass movements, Algarve, Portugal, 15-21 dec. 1980, Sér. 4, vol. 6, S. Saxov et J.K. Nieuwenhuis ed., pp. 21-50.
- REHAULT J.-P. et BETHOUX N. (1984), *Earthquake relocation in the ligurian sea (western Mediterranean) : geological interpretation*. Marine Geol., 55, pp. 429-445.
- SAVOYE B., COCHONAT P., OLLIER G., AUFFRET G.A. and BOURILLET J.-F. (1989), *The submarine Var canyon (french riviera) : detailed study of the activity of a modern canyon*. 10th regional meeting of sedimentology, Budapest (Hungary), april 24-26, 1989.
- SAVOYE B. and PIPER D.J.W. (1991), *The Messinian event on the margin of the Mediterranean sea in the Nice area, southern France*. Marine Geol., 97, pp. 279-304.
- SCHIEB Th., TISOT J.-P. et COCHONAT P. (1990), *Propriétés géotechniques et étude de la stabilité des sédiments marins de la Baie des Anges (Nice, Alpes-Maritimes)*. ASF, 2^e congrès Fr. de Sédimento, Paris.
- SCHIEB Th. (1992), *Faciès géotechniques et état de consolidation des sédiments de la pente continentale niçoise (Baie des Anges)*. Thèse doct. INPL Nancy. 190 p.
- SKEMPTON A.W. and HUTCHINSON J.N. (1969), *Stability of natural slopes and embankment foundations*. Proc. of 7th conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering. State-of-the-art, pp. 291-340, Mexico.
- TISOT J.-P. (1986), *Propriétés géomécaniques des sédiments des grands fonds océaniques*. Thèse d'Etat, ENSG-INPL, Nancy, coll. mémoires des Sciences de la Terre, n° 46, éd. Fondation Scientifique de la Géologie et de ses Applications.
- TISOT J.-P. et MULDER Th. (1990), *Méthodes d'études de la stabilité des talus sous-marins*. 3^e congrès franco-polonais, Wroclav, Pologne, 15-16 mars 1990.
- WILLMORE P.-L. et KARNIK K.-V. (1971), *Manuel pratique des observatoires sismologiques*. Centre sismologique international, Edimbourg.

Résistance au cisaillement sous faible consolidation et structuration des argiles marines

Shear strength under low consolidation and structuration of marine clays

B. BENMOKRANE*, G. BALLIVY*, G. LEFEBVRE*, J.-P. LEBIHAN*
et J. LOCAT**

Rev. Franç. Géotech. n° 64, pp. 31-43 (juillet 1993)

Résumé

La mesure de la résistance au cisaillement d'argiles intactes en place ou en laboratoire est parfois impossible, que ce soit à cause des limitations des équipements disponibles ou de la difficulté d'accéder au dépôt (fonds marins...). Il est encore important d'examiner si, à partir d'échantillons remaniés de ces mêmes dépôts, il est possible de recueillir des données propres au dépôt. Il est proposé ici une méthode d'analyse en laboratoire à partir d'échantillons remaniés. Ainsi, des dépôts d'argile marine, mers de Tyrrell et de Champlain (Québec), maintenant émergés mais relativement jeunes (6 000 à 12 000 ans) ont été étudiés sur le terrain puis en laboratoire avec des échantillons non remaniés. Puis les échantillons furent totalement remaniés et consolidés en laboratoire sous de faibles contraintes (7 à 150 kPa) ; ces échantillons furent ensuite soumis à des essais de pénétration au cône suédois. On a observé que l'évolution de c_u (résistance au cisaillement non drainée) en fonction de σ'_v (contrainte effective de consolidation) se décompose en trois zones distinctes analogues aux zones observées sur les dépôts d'échantillons intacts ou sur le chantier. Ces résultats montrent que, au moins pour le cas des argiles de l'Est du Canada, caractérisées par une faible dégradation de la minéralogie de la roche mère, il est possible de prévoir le comportement des dépôts d'argile en place à partir d'essais de laboratoire sur des échantillons remaniés.

Mots-clés : argile intacte, argile remaniée, résistance au cisaillement non drainée, consolidation, thixotropie, structuration, dépôt d'argile.

Abstract

Shear strength evaluation of intact marine clay under deep waters is generally very difficult to assess. This can result from limitations of the in situ testing equipment (Shear vane) to collect undisturbed samples. It is examined here the possibility that remoulded samples collected from the marine floor can be helpful to obtain good correlations with the in-situ shear strength. Recent clay deposits presently above sea level have been tested on site and in the laboratory. Mechanical characterization have been conducted on intact samples. Subsequently they have been strongly remoulded and consolidated under very low stresses (7 to 150 kPa) equivalent to the actual vertical stresses in the natural deposit. The results show that shear strength variation of the consolidated remoulded samples follow the same evolution as the on-site intact clay i.e., overconsolidated behavior for low vertical stresses, then unconsolidated behavior and finally a normally consolidated state. The shear strength being proportional to the consolidation pressure. These results show that this type of clay remember the path stress imposed to the deposit and remoulding process is only partial. The testing of remoulded samples appear very important in this context.

Key words : intact clay, remoulded clay, undrained shear strength, consolidation, thixotropy, structuration, clay deposit.

* Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, Canada J1K 2R1, Tél. : (819) 821-7758 ou 7114 ou 7115, Fax : (819) 821-7974.

** Département de géologie, Université Laval, Ste-Foy, Québec, Canada G1K 7P4.

1. INTRODUCTION

L'étude du développement de la résistance au cisaillement des argiles d'âge récent dans les fonds marins ou lacustres actuels est d'un grand intérêt pour les études d'aménagement *off-shore* ou pour la compréhension des dépôts émergés formés récemment, soit dans les 10 000 ou 20 000 dernières années. Les techniques d'investigation *off-shore* sont complexes et souvent fort coûteuses : le prélèvement d'échantillons non remaniés est particulièrement difficile. Dans une étape d'investigation préliminaire, il est proposé ici de définir le profil de résistance au cisaillement de ces dépôts marins ou lacustres à partir de résultats obtenus en laboratoire avec des échantillons remaniés, donc d'un prélèvement beaucoup plus facile, particulièrement dans le cas de relevés en mer.

Les argiles étudiées ici sont d'origine marine ou saumâtre en dépôt pélagique. Elles appartiennent à des dépôts présentement émergés depuis environ 6 000 ans (mer de Tyrrell, baie James) ou environ 12 000 ans (mer de Champlain, au niveau de Trois-Rivières). Elles proviennent de la mer de Tyrrell (site de la rivière Broadback) et de la mer de Champlain (sites de Saint-Léon et Saint-Marcel) situés au Québec (fig. 1) et ont déjà été l'objet de nombreuses études géotechniques (LEFEBVRE, 1981 ; MORISSETTE, 1983). Leurs caractéristiques géotechniques à l'état naturel sont illustrées dans le tableau I. La salinité de l'eau interstitielle varie entre 15 g/l (Saint-Léon) et 0,45 g/l (Broadback) pour les échantillons concernés.

2. PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

2.1. Mode de préparation de l'argile remaniée

Le programme expérimental comporte une reconsolidation œdométrique d'échantillons d'argile ayant été soumis à un remaniement usuel défini ainsi : à partir d'un bloc d'argile intact, on découpe des tranches que l'on place dans un récipient de porcelaine (après avoir éliminé les zones extérieures affectées par l'enrobage). L'argile mise dans le récipient est ensuite triturée vigoureusement à la spatule jusqu'à l'obtention d'un remaniement complet, c'est-à-dire un mélange homogène de consistance stable. Une portion de cette argile remaniée est ensuite placée à la spatule dans un récipient, en trois couches successives en éliminant au maximum les bulles d'air, pour effectuer un essai de pénétration au cône suédois (GARNEAU et LEBIHAN, 1977). L'argile est ensuite retournée au récipient de porcelaine et triturée à nouveau vigoureusement. Suite à cette deuxième opération de remaniement, on procède à nouveau à un essai de pénétration. Si les deux essais de pénétration séparés par un nouveau remaniement diffèrent de plus de 2 %, l'argile est remaniée à nouveau. Cette opération est répétée tant que deux essais de pénétration successifs séparés par un nouveau remaniement ne diffèrent pas de plus de 2 % de la valeur moyenne.

Tableau I. — Caractéristiques géotechniques des trois argiles marines étudiées. Etat naturel.

Table I. — Geotechnical characteristics for the three marine clays under study. Undisturbed state.

	Argile de la mer Tyrrel		Argile de la mer de Champlain	
	Site de Broadback	Site de St-Léon	Site de St-Marcel	
Profondeur de prélèvement du bloc utilisé (m)	5,90	5,35	10,50	
Teneur en eau naturelle, w_{nat} (%)	46	48,5	80	
Limite de plasticité w_p (%)	26,6	21,4	25	
Limite de liquidité, au cône suédois, w_{LC} (%)	49,5	53	62	
Indice de plasticité, I_p (%)	22,9	31,6	37	
Indice de liquidité, I_{LC}^*	0,85	0,86	1,49	
Salinité de l'eau interstitielle, (g/l)	0,45	15	2	
Pourcentage de la fraction inférieure à 2μ (%)	75	65	75	
Surface spécifique, (m^2/g)	40	40	67	
Phyllo-silicates (%)	7	22	25	

$$* I_{LC} = (w_{nat} - w_p) / I_p$$

2.2. Essai de reconsolidation œdométrique et évaluation de la résistance au cisaillement non drainée

Les essais de reconsolidation œdométrique ont été réalisés à l'aide d'une cellule de consolidation spéciale conçue lors de travaux antérieurs à l'Université de Sherbrooke (LOCAT and LEFEBVRE, 1983). Cette cellule est constituée d'un cylindre d'acrylique de 102 mm de diamètre tel qu'illustré à la figure 2. L'application de la pression verticale est transmise à l'échantillon à l'aide d'un piston doté d'une pierre poreuse au contact avec le sol. L'évacuation de l'eau à la base du cylindre est contrôlée par une valve. Ainsi, le drainage peut être assuré aux deux extrémités ou uniquement à la face supérieure comme ce fut le cas pour les essais de consolidation effectués avec mesure de pression interstitielle. Parallèlement, la perméabilité est mesurée à l'aide d'une colonne d'eau à charge variable.

Afin d'obtenir une bonne mise en place de l'argile remaniée dans la cellule de consolidation, on a augmenté, lors de l'opération du remaniement de l'argile intacte, la teneur en eau naturelle qui est de 46 %, 48,5 % et 80 % pour Broadback, Saint-Léon et Saint-Marcel, à des

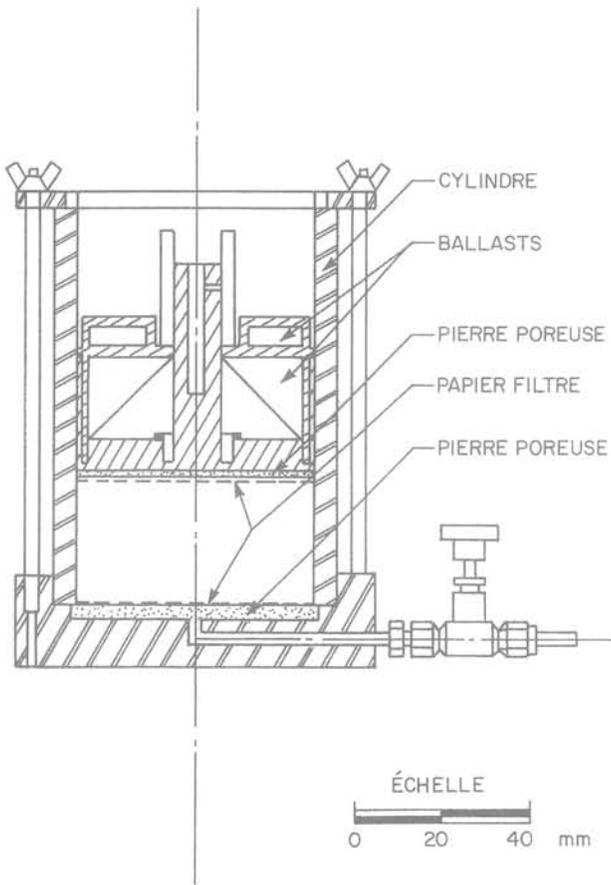


Fig. 2. — Cellule utilisée pour les essais de consolidation.
Fig. 2. — Cell used for the consolidation test.

valeurs respectives de mise en place de 52 %, 62,5 % et 85 %. Le tableau II donne un résumé des valeurs de différentes caractéristiques géotechniques des trois argiles lors de leur mise en place dans la cellule de consolidation. La hauteur initiale des échantillons, après leur mise en place dans la cellule, était d'environ 50 mm. Il furent consolidés sous de faibles contraintes, variant de 7 à 95 kPa et traduisant des conditions éventuelles dans des dépôts récents encore immergés. Ces échantillons

furent ensuite soumis à des essais de pénétration au cône suédois pour évaluer la résistance au cisaillement non drainée c_u et ainsi permettre l'étude de la relation $c_u - \sigma'_v$ (σ'_v = pression de consolidation).

Des essais ont été réalisés dans le but de pouvoir établir une comparaison entre le c_u évalué au cône suédois et le c_u évalué en cisaillement simple à volume constant. Ainsi, des échantillons furent soumis à la mesure de c_u au cône suédois, puis à des essais de cisaillement simple à volume constant après une période de reconsolidation aux mêmes pressions qu'ils avaient subies auparavant dans la cellule de consolidation.

3. RÉSULTATS ET DISCUSSION

3.1. Variation de la résistance au cisaillement remaniée c_{ur} en fonction de l'indice de liquidité

Les essais de pénétration au cône suédois effectués sur des échantillons remaniés, à teneur en eau naturelle et à teneur en eau augmentée, des trois argiles étudiées confirment que la résistance au cisaillement de l'argile remaniée, c_{ur} , est reliée par une relation unique à l'in-

dice de liquidité, I_{LC} , au moins pour les argiles considérées de l'Est du Canada (LEROUEIL et al., 1983 ; LOCAT et LEFEBVRE, 1986). La relation proposée par LEROUEIL et al., est la suivante :

$$c_{ur} \text{ (kPa)} = \frac{1}{(I_{LC} - 0,21)^2} \quad (1)$$

où I_{LC} = indice de liquidité calculé en utilisant la valeur de la limite (W_{LC}) déterminée au cône suédois (norme du Bureau de Normalisation du Québec 2501-092).

La relation (1) est illustrée à la figure 3 où on a reporté également les résultats obtenus dans le cadre de cette étude-ci.

Tableau II. — Caractéristiques géotechniques des trois argiles étudiées lors de leur mise en place dans la cellule de consolidation.

Table II. — Geotechnical characteristics for the three marine clays under study during their set up in the consolidation test cell.

	w_{nat} (%)	$w_{initial}$ (%)	w_p (%)	w_{LC} (%)	I_p (%)	$I_{LCinitial}$	$e_{initial}$
Broadback	46	52	26,60	47,50	20,90	1,21	1,423
Saint-Léon	48,50	62,50	21,40	49,50	28,10	1,46	1,743
Saint-Marcel	80	85	25	59	34	1,76	2,360

*Initial : Valeur du paramètre lors de la mise en place de l'argile remaniée dans la cellule de consolidation.
 w_{nat} : Teneur en eau de l'argile à l'état naturel ; $w_{initial}$ = teneur en eau initiale ; w_p : limite de plasticité ; w_{LC} : limite de liquidité déterminée au cône suédois (norme BNQ - 2501-092) ; I_p : indice de plasticité = $w_{LC} - w_p$; $I_{LCinitial}$ = indice de liquidité = $(w_{initial} - w_p)/I_p$; $e_{initial}$ = indice des vides.

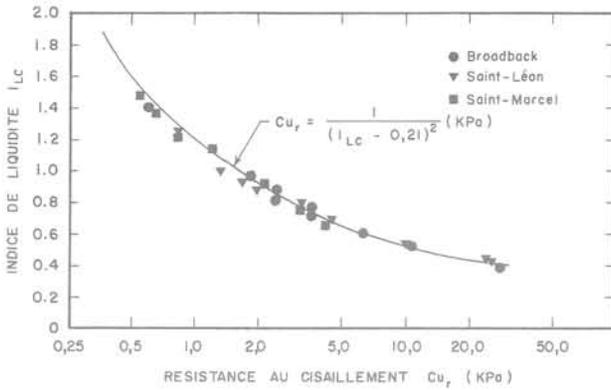


Fig. 3. — Variation de la résistance au cisaillement d'argile remaniée en fonction de l'indice de liquidité.

Fig. 3. — Relationship between the shear strength and liquidity index for remoulded clay.

3.2. Gain thixotropique

La thixotropie est un processus d'augmentation de résistance et ce à volume constant. Le gain de résistance résulterait d'une réorientation des molécules d'eau au pourtour des particules (MESRI et al., 1975). Ainsi, à la suite du remaniement d'une argile, on observe, à partir d'une valeur minimale évaluée immédiatement après, un gain de résistance à volume constant, et ce phénomène est désigné par un gain thixotropique.

Une partie de l'argile remaniée préparée initialement pour les essais de consolidation fut gardée dans un contenant fermé en plastique et conservé dans une chambre humide (humidité relative = 100 %, température = 8 °C). Des mesures de résistance au cône suédois furent effectuées dans le temps, durant deux mois, afin d'évaluer les gains de résistance dus à la thixotropie. A la fin de ces deux mois, l'argile fut remaniée, et les mêmes opérations furent réalisées pendant un autre cycle d'une durée de deux mois.

Les résultats de ces essais effectués sur les trois argiles étudiées sont présentés à la figure 4. Ces résultats conduisent aux observations suivantes :

- l'évolution de la résistance en fonction du temps est identique pour les deux cycles d'essais réalisés (durée d'un cycle = 2 mois). Ceci indique qu'un deuxième remaniement complet de l'argile n'affecte pratiquement pas les gains thixotropiques ;

- pour la durée d'entreposage considérée ici, la courbe du gain thixotropique en fonction du temps, pour chaque type d'argile, est constituée de deux phases. Une première phase, d'une durée allant jusqu'à un mois, dans laquelle on assiste à une forte augmentation de la résistance, puis une deuxième phase caractérisée par une augmentation de résistance lente et uniforme ;

- à une durée égale de conservation, les valeurs de gain de résistance pour l'argile de Broadback sont supérieures à celles des argiles de Saint-Léon et de Saint-Marcel. Les valeurs relevées après deux mois sont de 6,1, 3,5 et 4,5 kPa respectivement pour Broadback, Saint-Léon et Saint-Marcel, alors que c_u après remaniement est de l'ordre de 0,5 kPa pour les trois argiles.

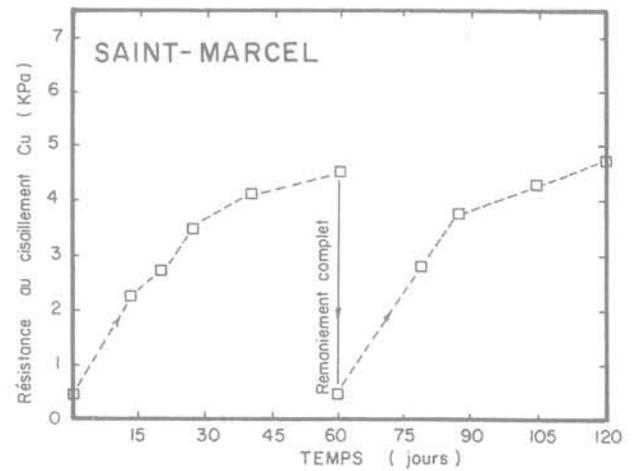
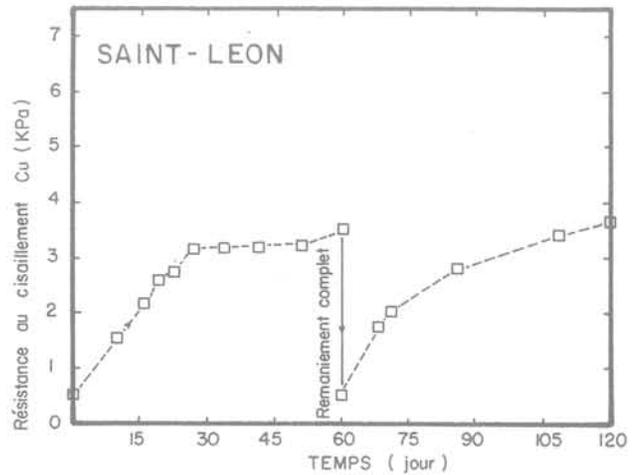
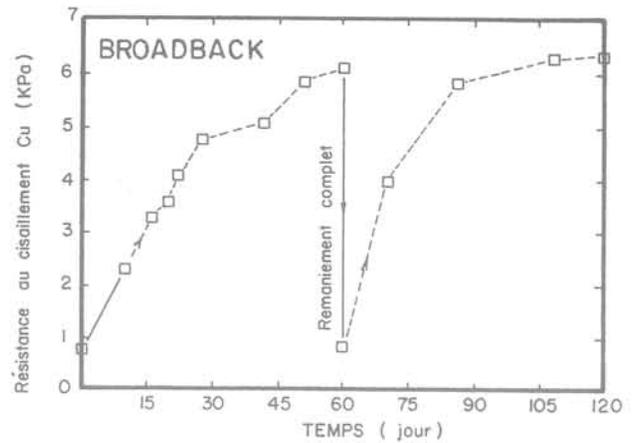


Fig. 4. — Gain de résistance au cisaillement dû à la thixotropie en fonction du temps.

Fig. 4. — Increase in shear strength versus time, caused by thixotropy.

De ces résultats, on retient que les valeurs des gains de résistance dus à la thixotropie pour ces trois argiles sont relativement importantes particulièrement pour l'argile de Broadback.

3.3. Comparaison entre le c_u mesuré au cône suédois et le c_u évalué en cisaillement simple à volume constant

La figure 5 compare les valeurs de c_u évaluées en cisaillement simple à volume constant (essai non drainé par analogie à l'essai triaxial) aux valeurs de c_u obtenues au cône suédois pour cinq échantillons consolidés à des pressions égales à 60 et 92,5 kPa, 7 et 60 kPa et 15,5 kPa respectivement pour l'argile de Broadback, de Saint-Léon et de Saint-Marcel. Il est important de préciser que c'était les mêmes échantillons remaniés et consolidés, une première fois, dans la cellule (fig. 2) qui furent soumis à l'essai de cisaillement simple à volume constant, après une période de reconsolidation aux mêmes pressions que celles qu'ils avaient subies dans la cellule ; ces essais de cisaillement effectués à vitesse de déplacement horizontal égale à $0,59 \times 10^{-2}$ mm/mn ont eu lieu juste après l'évaluation de c_u au cône suédois. Les résultats obtenus (fig. 5) montrent que ces deux types d'évaluation de c_u donnent des valeurs assez proches. Un résultat analogue a été aussi obtenu pour les argiles intactes de Broadback (LEFEBVRE, 1981) et de Saint-Léon (MORISSETTE, 1983). Dans ces cas, la pression de consolidation appliquée sur les échantillons, lors de l'étape de consolidation, dans l'appareil de cisaillement est égale à la contrainte verticale effective in situ (σ'_{vo}).

Les essais de cisaillement à volume constant ont également impliqué trois autres échantillons, dont un pour chaque argile étudiée, préalablement remaniés et consolidés dans la cellule. Dans ce cas, la pression de consolidation, lors de l'étape de consolidation, fut volontairement augmentée à environ 150 kPa, car le montage

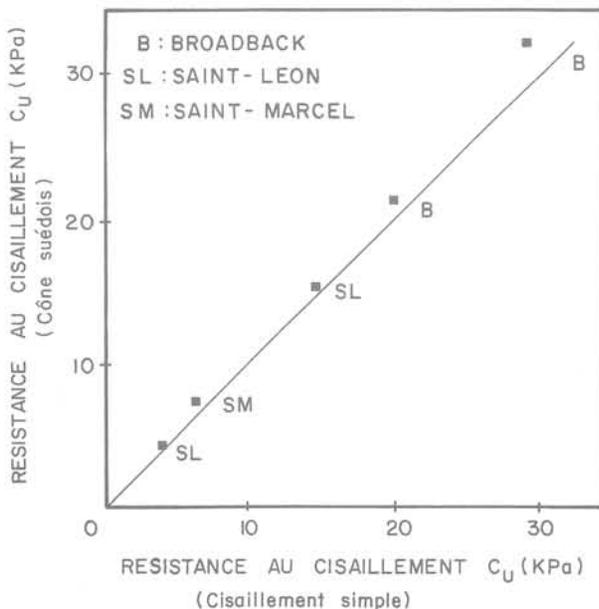


Fig. 5. — Comparaison de la résistance au cisaillement évaluée au cône suédois à celle évaluée au cisaillement simple à volume constant.

Fig. 5. — Comparison of the shear strength values evaluated by the swedish cone and the simple shear test at constant volume.

de la cellule de consolidation utilisé ne permet pas l'usage de pressions supérieures à 100 kPa sans de grandes déformations. Les valeurs de c_u obtenues sont égales à 45, 39,5 et 36 kPa respectivement pour Broadback, Saint-Léon et Saint-Marcel ; les valeurs du rapport c_u/σ'_v correspondant sont respectivement égales à 0,30, 0,25 et 0,24.

3.4. Gain de résistance avec la consolidation

Les essais de pénétration au cône suédois effectués sur les échantillons consolidés des argiles étudiées ont indiqué que la résistance au cisaillement c_u évolue en fonction de la pression de consolidation σ'_v de la façon suivante : la résistance au cisaillement croît d'abord assez fortement avec l'augmentation de la contrainte de consolidation, puis elle demeure stable dans une certaine plage de contrainte et, enfin, elle s'accroît pratiquement de façon proportionnelle à σ'_v .

Ce comportement similaire au passage d'un sol structuré à normalement consolidé, a été particulièrement bien marqué pour les argiles de Broadback (fig. 6a) et Saint-Léon (fig. 7a) et à un moindre degré pour l'argile de Saint-Marcel (fig. 8a).

Les variations du rapport c_u/σ'_v et de la teneur en eau $w_i - w_f$ (w_i = teneur en eau initiale de l'échantillon lors de la mise en place dans la cellule de consolidation, w_f = teneur en eau de l'échantillon après consolidation) en fonction de σ'_v sont illustrées respectivement dans les figures 6b à 8b et 6c à 8c pour les trois argiles étudiées.

L'argile de Broadback présente une forte augmentation de c_u pour les valeurs de σ'_v inférieures à 35 kPa (fig. 6a). Ce comportement peut être associé aux processus suivants :

1. Un gain appréciable de la résistance au cisaillement par l'effet de thixotropie. Les essais de thixotropie, discutés précédemment, ont été réalisés à teneur en eau constante, ce qui n'est pas le cas d'un échantillon en cours de consolidation où la diminution de la teneur en eau risque d'atténuer le gain de résistance dû à la thixotropie (SKEMPTON et NORTHEY, 1952). Toutefois, on peut considérer cet effet négligeable et en tenant compte du paramètre temps (le temps de conservation de l'échantillon pour l'essai de thixotropie est égal à la durée de l'essai de consolidation), la valeur du gain thixotropique de résistance correspondant à $\sigma'_v = 7$ kPa, 15,5 kPa et 32,5 kPa est respectivement égal à 2,5 kPa, 3,0 kPa et 3,25 kPa ce qui représente, par rapport aux valeurs de c_u respectives, les pourcentages suivants : 33,5, 22 et 15. Ceci démontre que l'effet de thixotropie est fort important du moins pour cette plage de contraintes de consolidation.

2. Une forte diminution de la teneur en eau, w_p , pour la plage de pression 7 kPa à 32,5 kPa, (fig. 6c) ; au-delà de $\sigma'_v = 32,5$ kPa, la teneur en eau w_f diminue à un taux nettement inférieur.

Ainsi, les effets de la thixotropie et de la compression importante pour σ'_v inférieure à 32,5 kPa semblent res-

ARGILE BROADBACK

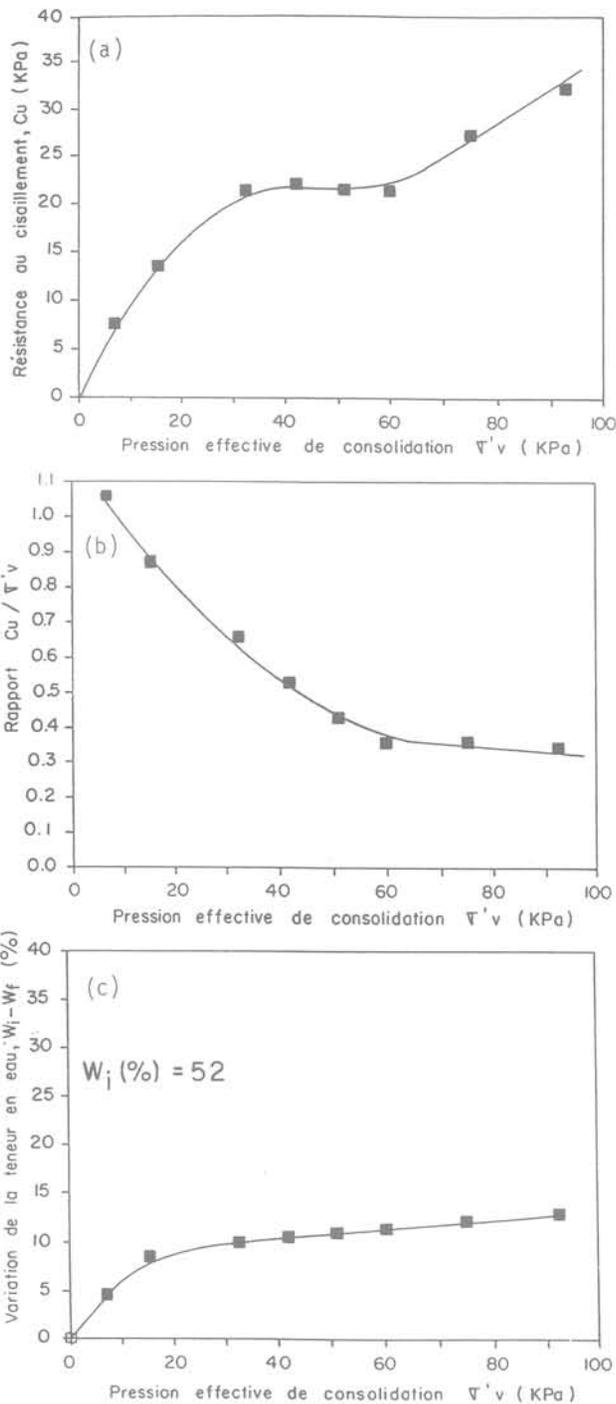


Fig. 6. — Résultats obtenus sur l'argile de Broadback.
 (a) Variation de la résistance au cisaillement en fonction de la pression de consolidation.
 (b) Variation du rapport c_u/σ'_v en fonction de la pression de consolidation.
 (c) Variation de la teneur en eau $w_i - w_f$ en fonction de la pression de consolidation.

Fig. 6. — Results on Broadback clay.

- (a) Shear strength change versus consolidation pressure.
- (b) Change of the ratio c_u/σ'_v versus consolidation pressure.
- (c) Change of the water content $w_i - w_f$ versus consolidation pressure.

ARGILE SAINT-LEON

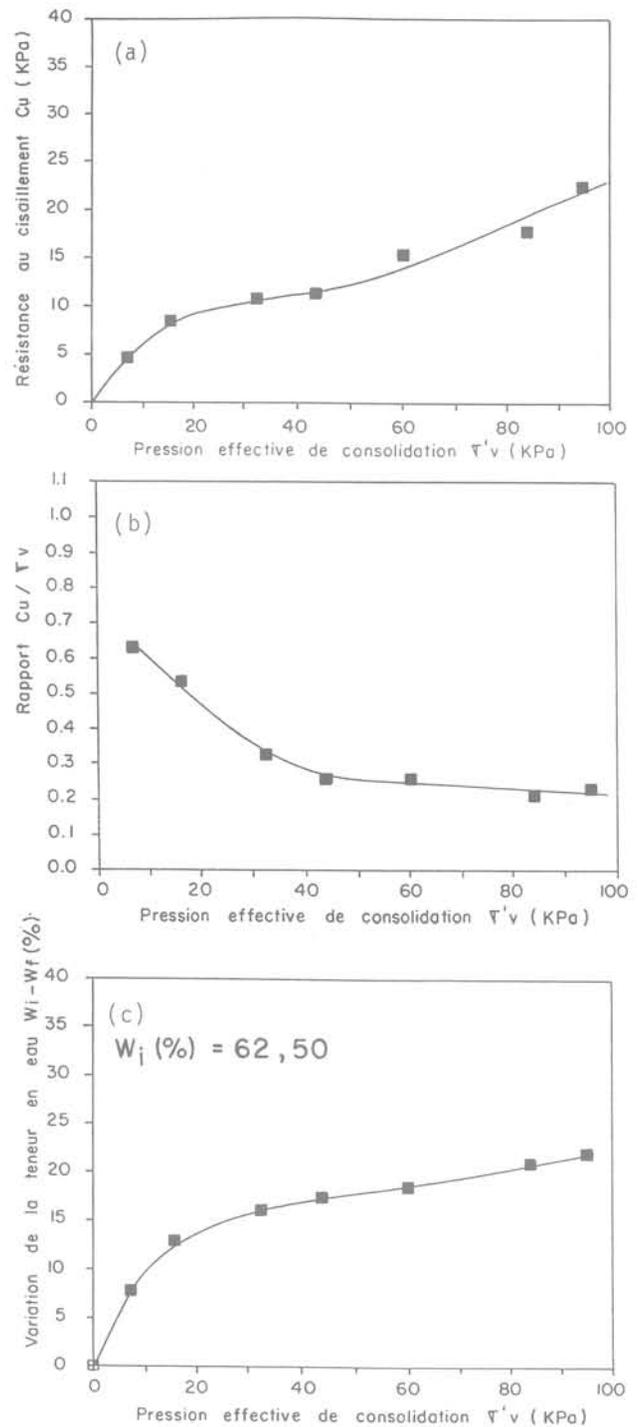


Fig. 7. — Résultats obtenus sur l'argile de Saint-Léon.
 (a) Variation de la résistance au cisaillement en fonction de la pression de consolidation.
 (b) Variation du rapport c_u/σ'_v en fonction de la pression de consolidation.
 (c) Variation de la teneur en eau $w_i - w_f$ en fonction de la pression de consolidation.

Fig. 7. — Results on Saint-Léon clay.

- (a) Shear strength change versus consolidation pressure.
- (b) Change of the ratio c_u/σ'_v versus consolidation pressure.
- (c) Change of the water content $w_i - w_f$ versus consolidation pressure.

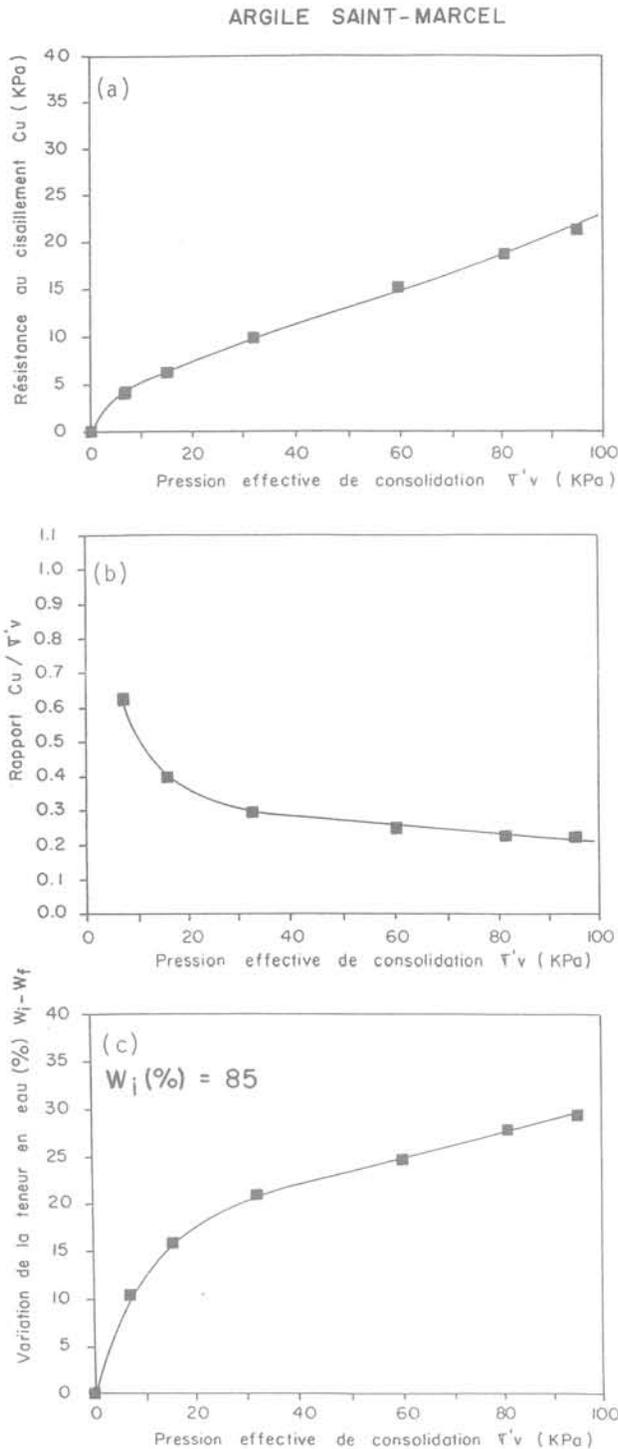


Fig. 8. — Résultats obtenus sur l'argile de Saint-Marcel.
 (a) Variation de la résistance au cisaillement en fonction de la pression de consolidation.
 (b) Variation du rapport c_u/σ'_v en fonction de la pression de consolidation.
 (c) Variation de la teneur en eau $w_i - w_f$ en fonction de la pression de consolidation.

Fig. 8. — Results on Saint-Marcel clay.

- (a) Shear strength change versus consolidation pressure.
 (b) Change of the ratio c_u/σ'_v versus consolidation pressure.
 (c) Change of the water content $w_i - w_f$ versus consolidation pressure.

possibles de la forte augmentation de c_u de l'argile Broadback. Ces deux facteurs paraissent également responsables de la forte augmentation de c_u pour σ'_v inférieures à 15,5 kPa pour l'argile de Saint-Léon (fig. 7a) et pour l'argile de Saint-Marcel (fig. 8a).

De plus, pour l'argile de Broadback, c_u demeure plus ou moins stable dans la plage de pression comprise entre 32,5 kPa et 60 kPa (fig. 6a). En effet, c_u oscille entre 21,5 kPa et 22 kPa alors que les échantillons ont été consolidés sous des valeurs de σ'_v égales à 32,5, 42,5 et 60 kPa. Les causes d'un tel comportement ne sont pas identifiables clairement; ceci pourrait être dû à une structuration de l'argile qui aurait pris place à σ'_v inférieure à 30 kPa. Cet effet de structure (liens ou enchevêtrements de particules du sol) disparaîtrait vers 60 kPa. Au-delà de cette valeur, c_u augmente de nouveau et ce de façon proportionnelle à σ'_v comme pour une argile normalement consolidée, avec un rapport c_u/σ'_v égal à environ 0,35 (fig. 6b). Ce seuil de 60 kPa peut être considéré comme la pression de destructuration de cette argile remaniée.

4. MÉCANISME DE COMPORTEMENT D'UNE ARGILE REMANIÉE ET CONSOLIDÉE

Les résultats des essais de consolidation réalisés sur ces trois argiles remaniées permettent d'identifier un mécanisme de comportement, c_u versus σ'_v illustré dans la figure 9; un résumé des caractéristiques mécaniques de ces trois argiles, associées à ce mécanisme de comportement, est présenté dans le tableau III. Aussi l'évolution

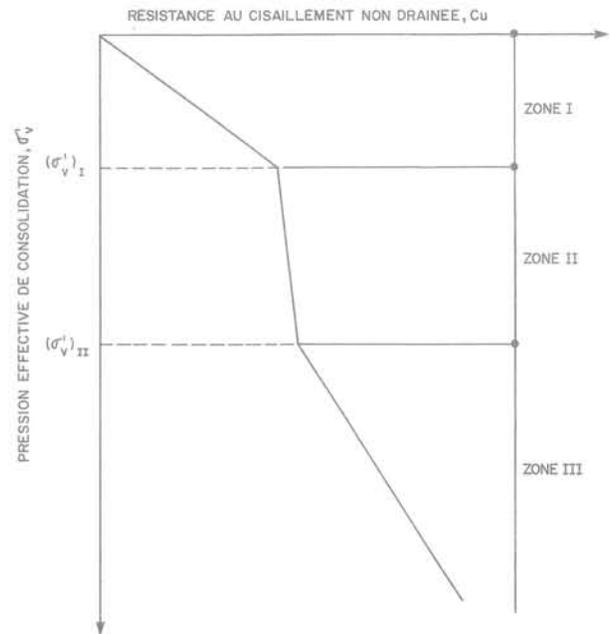


Fig. 9. — Mécanisme de comportement d'une argile remaniée et consolidée.

Fig. 9. — Behavior mechanisms for a remoulded consolidated clay.

Tableau III. — Résumé des caractéristiques relatives aux trois zones (zones I, II et III) du mécanisme de comportement illustré à la figure 9.

Table III. — Summary of the 3 zones (zones I, II and III) characteristics on behavior mechanisms shown in figure 9.

		Broadback	Saint-Léon	Saint-Marcel
Fin Zone I Début Zone II	$(\sigma'_v)_I$ (kPa)	30	15	15
	$(c_u)_I$ (kPa)	21	8,5	6,2
	$(c_{uI})_I$ (kPa)	3,25	1,40	1,60
	$(c_u/\sigma'_v)_I$	0,70	0,56	0,47
	$(w_i - w_f)_I$ (%)	9,9	12,9	16,0
Fin Zone II Début Zone III	$(\sigma'_v)_{II}$ (kPa)	60	45	45
	$(c_u)_{II}$ (kPa)	21,5	10,35	9,9
	$(c_{uII})_{II}$ (kPa)	4,0	2,2	2,2
	$(c_u/\sigma'_v)_{II}$	0,35	0,23	0,22
	$(w_i - w_f)_{II}$ (%)	11,4	17,5	22,9

$w_i = 52, 62,5$ et 85% respectivement pour Broadback, Saint-Léon et Saint-Marcel.

de c_u en fonction de σ'_v , se décompose en trois zones distinctes :

1. Zone I : c_u croît fortement en fonction de l'augmentation de σ'_v ce qui correspond à des rapports c_u/σ'_v élevés (tableau III). Dans cette zone on a observé :

— une forte diminution de la teneur en eau et donc de l'indice des vides, ce qui se traduirait par une augmentation de résistance au cisaillement due à la réduction des vides comme dans les matériaux pulvérulents grossiers ;

— un gain appréciable de résistance dû à l'effet de thixotropie. Le tableau III montre l'importance de ces deux aspects par les variations de la teneur en eau ($w_i - w_f$) et du gain de résistance dû à la thixotropie (c_{uI}).

Les valeurs du rapport c_u/σ'_v , à la fin de la zone I, $((c_u/\sigma'_v)_I)$ sont de 0,7, 0,56 et 0,41 respectivement pour Broadback, Saint-Léon et Saint-Marcel. A une faible pression de consolidation σ'_v égale à 7 kPa, le rapport c_u/σ'_v , atteint des valeurs aussi élevées que 1,05, 0,65 et 0,63 respectivement pour les argiles de Broadback (fig. 6b), de Saint-Léon (fig. 7b), Saint-Marcel (fig. 8b).

Or, ce rapport c_u/σ'_v se situe généralement pour les argiles marines normalement consolidées entre 0,17 et 0,3 (BJERRUM and SIMONS, 1960) ; ces résultats permettent donc d'affirmer que l'augmentation de la résistance au cisaillement observée dans cette zone I, pour les trois argiles étudiées, n'est pas due uniquement à la pression de consolidation appliquée σ'_v . Une partie de ce gain de résistance doit être attribuée à la résistance du squelette argileux due au développement de nouveaux liens ou enchevêtrements au niveau des particules du sol. Dans les dépôts de l'Est du Canada, on attribue souvent cette résistance au cisaillement due à un effet autre que la consolidation à une structuration ou une cimentation qui se serait développée avec les siècles durant ou après la formation des dépôts (LOCAT, 1982). Ainsi les valeurs du rapport c_u/σ'_v élevées de cette zone I montrent que les trois argiles étudiées pos-

sèdent une « résistance de réserve » en cisaillement (BROWN and RASHID, 1975) et qu'elles devraient être décrites comme des argiles « surconsolidées ». Cette surconsolidation provient d'une structuration des argiles due à une grande compression initiale, comme mentionné auparavant. Cette structuration est développée tout au long de la zone I qui semble prendre fin à σ'_v égal à 30 kPa pour l'argile de Broadback et à σ'_v égal à 15 kPa pour les argiles de Saint-Léon et de Saint-Marcel (tableau III ; fig. 6a à 8a). Aussi cette surconsolidation est confirmée par les résultats d'essais de cisaillement simple à volume constant réalisés sur des échantillons d'argile de Saint-Léon (fig. 10). En effet, cette figure montre que le cheminement de contraintes $\tau_h - \sigma'_v$ correspondant à l'échantillon consolidé à $\sigma'_v = 7$ kPa ($c_u/\sigma'_v = 0,63$) montre un comportement d'une argile surconsolidée, alors que ceux correspondant aux deux autres essais réalisés à $\sigma'_v = 60$ et 152 kPa ($c_u/\sigma'_v = 0,26$ et 0,25, respectivement) montrent un comportement d'une argile normalement consolidée.

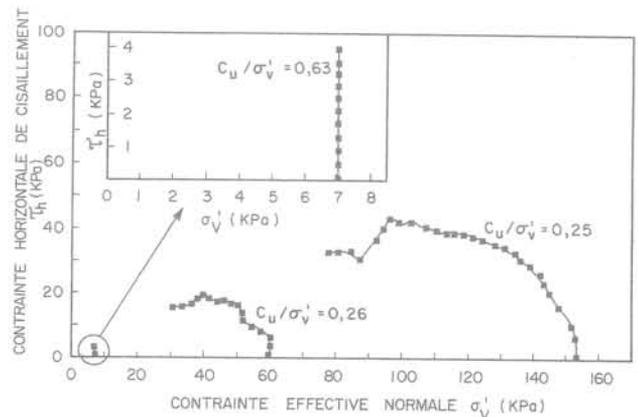


Fig. 10. — Cheminements-vecteurs résultant d'essais de cisaillement simple à volume constant effectués sur des échantillons d'argile de Saint-Léon.

Fig. 10. — Stress paths from simple shear tests at constant volume on Saint-Léon clay.

2. Zone II : c_u croît très peu en fonction de l'augmentation de σ'_v . Ceci est dû à une structuration qui s'est développée précédemment (zone I). Cette structuration disparaît par la suite graduellement tout au long de la zone II, car la résistance maximale développée par le squelette argileux est atteinte. La pression de consolidation qui correspond à la fin de cette zone, $(\sigma'_v)_{II}$, est de 60 kPa pour l'argile de la mer de Tyrrell et de 45 kPa pour celle de la mer de Champlain ; une fois ces valeurs atteintes (début de la zone III), l'accroissement de c_u en fonction de σ'_v est nettement supérieur, l'effet de structuration du squelette semble effacé.

Dans cette zone II, les courbes de compressibilité et de variations de la perméabilité présentées ailleurs (BEN-MOKRANE, 1983) n'ont montré aucune évolution particulière ; le changement de volume d'eau a été continu, comme on le constate sur les figures 6c à 8c. Aussi les caractéristiques de cette deuxième zone, résumées dans le tableau IV, montrent que :

— l'étendue de cette phase, représentée par la plage de contrainte $(\sigma'_v)_{II} - (\sigma'_v)_I$, est sensiblement la même pour les trois argiles étudiées ici ; elle vaut environ 30 kPa. Ces argiles sont toutes les trois d'origine glaciaire et elles se sont déposées en milieu marin ou saumâtre. Leurs compositions minéralogiques sont analogues ; elles résultent de l'érosion du bouclier laurentien lors de la dernière glaciation (Wisconsin). Ces éléments communs permettent d'expliquer les analogies observées dans la définition de la zone II ;

— l'effet de la structuration sur les variations de c_u dans la zone II fut plus important pour l'argile de la mer de Tyrrell (argile de Broadback). En effet, malgré une variation de contrainte de $\sigma'_v = 30$ kPa, la résistance au cisaillement n'a pratiquement pas augmenté ($\Delta c_u < 0,5$ kPa). Les deux argiles de la mer de Champlain ont montré une légère augmentation de la résistance au cisaillement soit Δc_u égal à 1,85 kPa (Saint-Léon) et 3,70 kPa (Saint-Marcel). Ces résultats indiquent qu'une valeur Δc_u faible correspond à une valeur de $(c_u/\sigma'_v)_I$ élevée (tableau III). Ainsi, lorsque la valeur de $(c_u/\sigma'_v)_I$ est très forte, le cas de l'argile de la mer de Tyrrell (0,7), on observe pratiquement un plateau dans la zone II. Le tableau I indique des pourcentages en minéraux argileux (phyllo-silicates) de 75 % (Broadback), 25 % (Saint-Léon) et 35 % (Saint-Marcel) ; parallèlement, on note que la teneur en matières amorphes augmente avec ce pourcentage de phyllo-silicates (BALLIVY et al., 1971). Ces variations pourraient expliquer les différentes valeurs de c_u dans cette

zone II qui correspondrait à la résistance du squelette due à une consolidation accrue et aussi au développement de résistance par cimentation due aux composés amorphes ou aux liaisons de Van der Waals entre les phyllosilicates. Par ailleurs, lors de la formation des dépôts d'argile, la thixotropie pourrait se développer dans la zone II et être d'autant plus importante que la compression (indiquée ici par le changement de la teneur en eau $w_i - w_f$) est faible dans cette zone, même si la déposition continue (plage zone II). Cette résistance additionnelle augmenterait le blocage de la structure. Avec le temps, la résistance de plateau dans la zone II pourrait donc être augmentée sur le terrain d'un gain thixotropique au moins égal à ce qui a été mesuré en laboratoire (fig. 4) soit 6,1, 3,5 et 4,5 kPa respectivement pour Broadback, Saint-Léon et Saint-Marcel. Par gain thixotropique, on peut entendre toute augmentation de résistance avec le temps dont la possibilité de création de différents types de liens (matériaux amorphes, etc.).

3. Zone III, dans laquelle c_u croît de façon proportionnelle à σ'_v . La valeur de ce rapport c_u/σ'_v est de 0,35 (Broadback), 0,23 (Saint-Léon) et 0,22 (Saint-Marcel). Le début de cette phase correspond à la disparition de l'effet de la structuration ; la valeur correspondante de σ'_v est égale à environ 60 kPa pour l'argile de la mer de Tyrrell et 45 kPa pour les deux sites de la mer de Champlain. Dans cette troisième zone, les valeurs de σ'_v sont suffisantes pour permettre une croissance normale de la résistance au cisaillement c_u . Toute augmentation de σ'_v provoque une croissance de c_u avec un rapport c_u/σ'_v de valeur analogue à celle correspondant généralement pour les argiles normalement consolidées.

5. APPLICATION À L'ÉTUDE DES CONDITIONS IN SITU

Les dépôts d'argile en cours de formation dans les fonds marins actuels jouent un rôle très important pour la conception des aménagements *off-shore*. Par exemple la mise en place de remblais ou d'équipements submergés implique la connaissance de la résistance au cisaillement des premiers mètres du fond marin. Si l'on utilise un rapport usuel de c_u/σ'_v , de l'ordre de 0,22 par exemple, la résistance au cisaillement c_u à un ou deux mètres de profondeur n'est alors que de l'ordre de quelques kPa ; c_u est de l'ordre de 7 kPa à deux mètres de profondeur pour un poids spécifique du sol

Tableau IV. — Résumé des caractéristiques relatives à la zone II des trois argiles marines étudiées.

Table IV. — Summary of zone II characteristics for the three clays under study.

	Mer de Tyrrel		Mer de Champlain
	Broadback	Saint-Léon	Saint-Marcel
$(\sigma'_v)_{II} - (\sigma'_v)_I$ (kPa)	30	30	30
$(c_u)_{II} - (c_u)_I$ (kPa)	0,5	1,85	3,70
$(w_i - w_f)_{II} - (w_i - w_f)_I$ (%)	1,5	4,6	6,9

égal à 16 kN/m^3 . Dans ce cas-ci, la connaissance exacte du rapport c_u/σ'_v pour des très faibles contraintes verticales revêt donc une grande importance. Aussi, les essais de consolidation oedométrique appliqués à ces trois argiles marines remaniées montrent que le rapport c_u/σ'_v pour une très faible contrainte est au moins deux fois plus élevé que la valeur déterminée dans une plage de pression plus élevée. Donc la résistance au cisaillement c_u pour de faibles contraintes, est au moins deux fois plus élevée que celle qui aurait été déterminée à partir d'un rapport c_u/σ'_v définie à une plage de pression élevée.

Les résultats présentés ici ont par ailleurs montré qu'il faudrait s'attendre à une augmentation très faible de la résistance avec la profondeur dès que la profondeur correspondant à la fin de la zone I est atteinte (environ 30 kPa pour l'argile de la mer de Tyrrell et 15 kPa pour les deux argiles de la mer de Champlain). L'étendue de cette zone II, où c_u n'augmente que très faiblement correspond à une variation de contraintes σ'_v d'environ 30 kPa et ce, pour les trois argiles étudiées.

JEFFERIES *et al.* (1985) ont compilé des données sur la résistance c_u obtenue à partir de plusieurs essais en laboratoire et in situ dans un dépôt d'argile en voie de formation dans les fonds de la mer de Beaufort. Le profil de résistance qu'ils ont obtenu est aussi caractérisé par les trois zones identifiées précédemment, soit une zone I dans laquelle c_u augmente fortement avec la profondeur, une zone II dans laquelle c_u augmente très faiblement ou pratiquement pas avec la profondeur et enfin une zone III dans laquelle c_u croît en fonction de la profondeur. Un résultat analogue a été aussi obtenu par MORIN et DAWE (1986) pour un dépôt d'argile marine dans les fonds de la mer du Labrador.

Les variations de c_u en fonction de σ'_v obtenues en laboratoire peuvent aussi être comparées aux profils de la résistance des dépôts définis en place aux sites de Broadback et de Saint-Marcel; le dépôt d'argile de Saint-Léon n'est pas considéré, car il semble avoir connu une très forte surconsolidation géologique (MORISSETTE, 1983). La résistance c_u des dépôts en place a été évaluée à l'aide d'un scissomètre de type Nilcon (LEFEBVRE, 1981).

5.1. Dépôt d'argile de la mer de Tyrrell (Broadback)

Les deux profils de c_u (laboratoire et dépôt) sont illustrés dans la figure 11. Le profil de c_u du dépôt naturel est également constitué de trois parties :

— une première partie où c_u diminue en fonction de la profondeur, caractérisée par la couche altérée de surface (croûte) allant jusqu'à 5 m de profondeur. A ce niveau (5 m), la pression effective naturelle σ'_{vo} et la pression de pré-consolidation σ'_p sont respectivement égales à 40 kPa et 150 kPa ;

— une deuxième partie où c_u demeure constant en fonction de la profondeur (5 m - 11 m). Dans cette zone (5 m - 11 m) la surconsolidation est à peu près constante à 90 kPa. A une profondeur de 11 m, on a $\sigma'_{vo} = 90 \text{ kPa}$ et $\sigma'_p = 180 \text{ kPa}$;

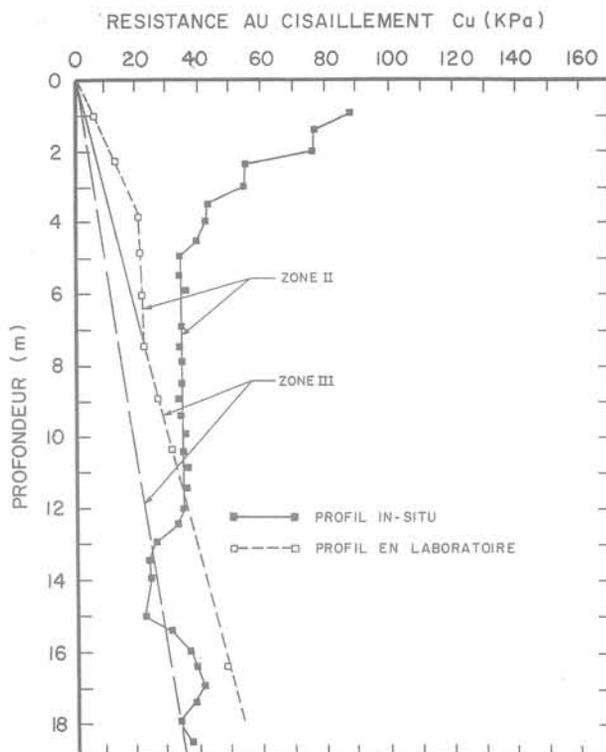


Fig. 11. — Comparaison du profil de c_u obtenu en laboratoire à celui évalué sur le dépôt — Argile de Broadback.

Fig. 11. — c_u profile obtained in laboratory compared to the c_u profile evaluated in situ — Broadback clay.

— une troisième partie (à partir de 16 m) où c_u augmente en fonction de la profondeur et qui est caractérisée par un rapport c_u/σ'_{vo} à peu près constant et égal à 0,19. Dans cette zone, l'argile a un comportement de type normalement consolidé. La couche de sol comprise entre 11 m et 16 m est une zone de transition dans les conditions de sédimentation (présence de silt, sable et gravier) ; le dépôt d'argile sous-jacent étant un dépôt d'origine lacustre (Lac Barlow-Ojibway).

Ainsi, le profil de c_u (laboratoire) et le profil de c_u (dépôt) montrent un comportement plus ou moins similaire. L'écart entre les valeurs de c_u de la zone I (laboratoire et dépôt) est relié essentiellement aux effets combinés de l'altération de l'oxydation. La différence entre $(\sigma'_v)_I = 30 \text{ kPa}$ et $\sigma'_p = 150 \text{ kPa}$ est également associée à ces mêmes effets (altération et oxydation). La zone II (laboratoire) est similaire à la deuxième partie (dépôt). La surconsolidation $(\sigma'_p - \sigma'_{vo} = 90 \text{ kPa})$ régnant dans cette partie (5 m - 11 m) peut être due à une cimentation d'origine chimique ou électrostatique, ou à des enchevêtrements plus importants des particules dans le dépôt ou encore à l'effet du temps de consolidation (BJERRUM, 1967). Le dépôt de Broadback date, en effet, d'environ 8 000 ans et cet effet du temps ne peut être totalement recréé dans ces essais. La différence, $\Delta c_u = 12 \text{ kPa}$, entre c_u (Zone II) et c_u (deuxième partie) peut être due aux mêmes phénomènes. Il en va de même pour l'écart entre $(\sigma'_v)_{II} = 60 \text{ kPa}$ et $\sigma'_p = 180 \text{ kPa}$. Finalement, les zones III sont similaires. L'écart entre les valeurs de $c_u/$

$\sigma'_v = 0,35$ (laboratoire) et $0,19$ (dépôt), est en partie dû aussi à des variations dans les caractéristiques sédimentologiques du dépôt comparativement à celles de l'échantillon utilisé en laboratoire.

5.2. Argile de la mer de Champlain (Saint-Marcel)

Les deux profils de c_u (laboratoire et dépôt) sont représentés à la figure 12. Le profil de c_u du dépôt est constitué de trois parties :

— une partie caractérisée par la croûte altérée de surface dans laquelle c_u diminue en fonction de la profondeur, jusqu'à 2 m de profondeur. A ce niveau, σ'_v et σ'_p valent respectivement 27 et 48 kPa ;

— une deuxième partie, située entre 2 m et 7 m, dans laquelle c_u croît légèrement avec la profondeur. La résistance au cisaillement passe de 13 kPa à la base de la croûte (2 m) à environ 18 kPa à 7 m de profondeur. On a donc seulement une augmentation de résistance de 5 kPa pour une variation de profondeur égale à 5 m. Les valeurs de σ'_v et σ'_p au niveau 7 m valent respectivement 56 kPa et 76 kPa. L'argile dans cette deuxième zone est légèrement surconsolidée, $\sigma'_p - \sigma'_v$ d'environ 20 kPa et un rapport σ'_p/σ'_v moyen de 1,6. Cette deuxième partie du profil de résistance du dépôt semble donc avoir la même allure que la zone II (laboratoire) mais plus amplifiée sur le terrain probablement à cause de liens de structuration plus forts qui se sont développés depuis la déposition (12 000 ans pour le dépôt de Saint-Marcel) ;

— une troisième partie dans laquelle c_u augmente en fonction de la profondeur (7 m - fin de forage (10 m)). Ainsi c_u passe de 18 kPa à 7 m de profondeur à 25 kPa

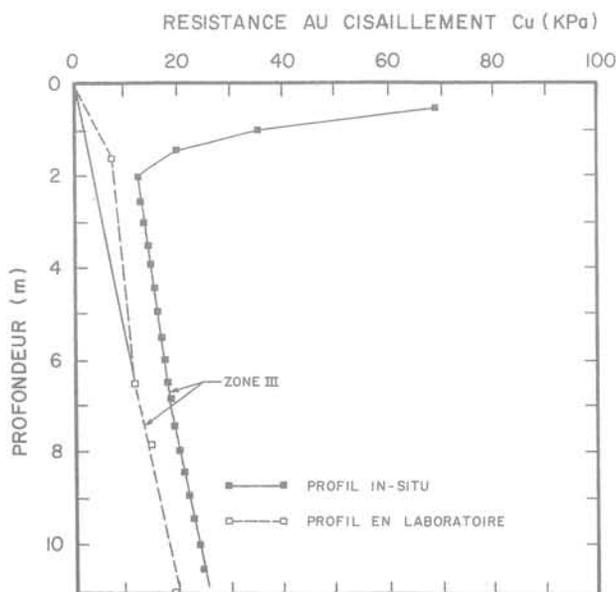


Fig. 12. — Comparaison du profil de c_u obtenu en laboratoire à celui évalué sur le dépôt — Argile de Saint-Marcel.

Fig. 12. — c_u profile obtained in laboratory compared to the c_u profile evaluated in situ — Saint-Marcel clay.

à 10 m de profondeur. Dans cette zone, le rapport c_u/σ'_p est peu constant, et égal à 0,27 et l'argile est légèrement surconsolidée, $\sigma'_p - \sigma'_v$ d'environ 18 kPa et un rapport σ'_p/σ'_v moyen de 1,3. Si l'on considère que c_u/σ'_p demeure constant à 0,27 lorsque le dépôt devient normalement consolidé, on constate que cette valeur est proche de la valeur de c_u/σ'_v de la zone III (laboratoire) qui est de 0,22.

6. CONCLUSION

Des échantillons de trois argiles marines du Québec (Canada), dont une provenant de la mer de Tyrrell (site de Broadback) et les deux autres de la mer de Champlain (sites de Saint-Léon et Saint-Marcel), ont été remaniés et ensuite soumis à des essais de reconsolidation oedométrique sous de faibles contraintes variant de 7 à 150 kPa. Ce niveau de contrainte de consolidation traduit ainsi des conditions éventuelles dans des dépôts récents encore immergés. Les échantillons reconsolidés ont été soumis à des essais de pénétration au cône suédois pour évaluer la résistance au cisaillement non drainée c_u , ce qui a permis l'étude de la relation $c_u - \sigma'_v$. Aussi, des essais de cisaillement simple à volume constant ont été effectués sur des échantillons après une période de reconsolidation aux mêmes pressions que celles qu'ils avaient subies auparavant dans la cellule de consolidation. On a trouvé que ces deux types d'évaluation de c_u (essais au cône suédois et de cisaillement simple à volume constant) donnent des valeurs assez proches. Par ailleurs, les essais de mesure de c_u sur des échantillons remaniés et conservés à volume constant ont montré que les gains de résistance dus à la thixotropie pour ces trois argiles sont relativement importants, particulièrement pour l'argile de Broadback où une valeur de c_u égale à 6,1 kPa a été relevée après une durée de conservation de deux mois.

Par ailleurs, l'examen des courbes illustrant l'évolution de c_u en fonction de σ'_v a permis de distinguer trois zones :

— une première zone (zone I) dans laquelle c_u croît fortement en fonction de σ'_v se traduit par des rapports c_u/σ'_v élevés. Les valeurs élevées de c_u/σ'_v obtenues dans cette zone I, qui prend fin à σ'_v égal à 30 kPa pour l'argile de Broadback et à 15 kPa pour les autres argiles (Saint-Léon et Saint-Marcel), ont conduit à décrire ces trois argiles comme des argiles « surconsolidées ». Cette surconsolidation a été attribuée à une structuration due particulièrement à une grande compression initiale favorisée ici par de fortes teneurs en eau initiale ;

— une deuxième zone (zone II) dans laquelle c_u croît très peu en fonction de σ'_v . On a attribué ce comportement à la structuration qui s'est développée précédemment dans la zone I. Par ailleurs, l'étendue de cette phase, en terme de contrainte, est sensiblement la même pour les trois argiles étudiées et elle vaut environ 30 kPa ;

— une troisième zone (zone III) dans laquelle c_u croît de façon proportionnelle à σ'_v se traduit par un rapport c_u/σ'_v constant et de valeur analogue à celle correspondant généralement pour les argiles normalement consolidées.

Enfin, cette étude montre qu'il est possible d'évaluer en laboratoire la résistance au cisaillement d'un dépôt d'argile en voie de formation en milieu marin. Les essais in situ sont très difficiles à réaliser et ils requièrent la mise en place d'infrastructures très coûteuses alors que la méthodologie proposée requiert seulement le prélèvement d'échantillons remaniés. Il a aussi été montré que la salinité de l'eau utilisée en laboratoire n'a pas d'influence sur la forme des profils de résistance pour des pressions externes de consolidation identiques. Ceci indique que le remaniement de l'échantillon en laboratoire ne détruit pas totalement la structuration acquise initialement par l'argile lors de la déposition. En effet, en remaniant une argile on ne touche pas à la structure intergranulaire (DELAGE et LEBIHAN, 1986) et on recompose la structure intergranulaire par la consolidation. On retrouve donc des profils de résistance au cisaillement analogues à ceux en chantier. Ceci montre que la résistance au cisaillement est définie par les structures de l'argile à l'échelle intergranulaire affectée par le remaniement, et à l'échelle des particules au sein d'un agrégat. Ces structures qui sont typiques des conditions de dépôt seraient ainsi mémorisées.

REMERCIEMENTS

Cette étude a été réalisée grâce à la participation du personnel du laboratoire de mécanique des sols de l'Université de Sherbrooke. Le financement de ces travaux a été assumé par des subventions du Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada (CRSNG) et du Fonds pour la formation des chercheurs et l'aide à la recherche du Québec (FCAR).

BIBLIOGRAPHIE

- BALLIVY G., POULIOT G. et LOISELLE A. (1971), *Quelques caractéristiques géologiques et minéralogiques des dépôts d'argile du Nord-Ouest du Québec*. Canadian Journal of Earth Sciences, V. 8, n° 12, pp. 1525-1541.
- BENMOKRANE B. (1983), *Contribution à l'étude de la résistance et de la consolidation d'argiles remaniées*. Thèse de Maîtrise (MScA), Université de Sherbrooke (Québec), Département de génie civil, 259 p.
- BJERRUM L. and SIMONS N.E. (1960), *Comparison of Shear Strength Characteristics of Normally Consolidated Clays*, Proc. Res. Conf. Shear Strength Cohesion Soils, ASCE, Boulder, Col., pp. 711-726.
- BJERRUM L. (1967), *Engineering Geology of Normally Consolidated Marine Clays as Related to the Settlements of Buildings*. Géotechnique, V. 17, n° 2, pp. 83-119.
- BROWN J.D. and RASHID M.A. (1975), *Geotechnical Properties of Nearshore Sediments of Canso Strait, Nova Scotia*. Canadian Geotechnical Journal, V. 12, n° 44, pp. 44-57.
- BUREAU DE NORMALISATION DU QUÉBEC, *Détermination de la limite de liquidité à l'aide du pénétromètre à cône suédois et de la limite de plasticité*. BNQ 2501-092, Québec.
- DELAGE P. et LEBIHAN J.-P. (1986), *Microstructure et compressibilité d'argiles molles sensibles de l'Est canadien*. CR Acad. Sc. Paris, t. 303, Série II, n° 19, pp. 1697-1702.
- GARNEAU R. and LEBIHAN J.-P. (1977), *Estimation of some properties of Champlain clays with the Swedish fall cone*. Canadian Geotechnical Journal, V. 14, n° 4, pp. 571-581.
- JEFFERIES M.G., RUFFEL J.-P., CROOKS J.H.A. and HUGUES J.M.O. (1985), *Some Aspects of the Behavior of Beaufort Sea Clays. Strength Testing of Marine Sediments, Laboratory and in situ Measurements*. ASTM, STP 883, Editors Chaney/De-mars, pp. 487-514.
- LEFEBVRE G. (1981), *Etude en laboratoire des argiles du site de Broadback, complexe NBR*. Rapport GEO-81-04, Département de génie civil, Université de Sherbrooke (Québec), 120 p.
- LEROUEIL S., TAVENAS F. et LEBIHAN J.-P. (1983), *Propriétés caractéristiques des argiles de l'Est du Canada*. Revue canadienne de géotechnique, V. 20, pp. 681-705.
- LOCAT J. (1982), *Etude de l'origine de la structuration des argiles sensibles*. Thèse de Doctorat (Ph.D.), Université de Sherbrooke (Québec), Département de génie civil, 512 p.
- LOCAT J. and LEFEBVRE G. (1983), *The compressibility and sensitivity of an artificially sediment clay soil: The Grande-Baleine marine clay, Québec, Canada*. Marine Geotechnology, V. 6, n° 1, pp. 1-28.
- LOCAT J. and LEFEBVRE G. (1986), *The Origin of Structuration of the Grande-Baleine Marine Sediments, Québec, Canada*. Quarterly Journal of Engineering Geology, V. 16, pp. 365-374.
- MESRI G., ROKHSAR A. and BOHOR B.H. (1975), *Composition and Compressibility of Typical Samples of Mexico City Clay*. Géotechnique, V. 25, n° 3, pp. 527-554.
- MORIN P. and DAWE C.R. (1986), *Geotechnical Properties of Two Deep Sea Marine Soils from Labrador Sea Area*. 3rd Canadian Conference on Marine Geotechnical Engineering, St. John's, Newfoundland, V. 1, pp. 117-137.
- MORISSETTE L. (1983), *Dégradation des talus de la région de Saint-Léon-Le-Grand*. Thèse de Maîtrise (MScA), Université de Sherbrooke (Québec) Département de génie civil, 339 p.
- SKEMPTON A.W. and NORTHEY R.D. (1952), *The Sensitivity of Clays*. Géotechnique, V. III, n° 1.

Erratum

Effet sur la stabilité des barrages en terre homogènes
d'une variation des principaux paramètres
E. ALONSO, T. BERNEDE, P. MORLIER
(RFG, n° 63)

page 25, 4^e ligne, lire : de c' et de φ' .

page 25, tableau 4 :

Tableau 4. — Répartition des valeurs de c_u et φ_u des emprunts compactés.

Valeurs de φ_u	$\varphi_u = 0$ ou $< 10^\circ$				$10^\circ \leq \varphi_u \leq 20^\circ$	$20^\circ < \varphi_u < 35^\circ$
Valeur de c_u en kPa	$25 < c_u < 50$	$50 \leq c_u < 75$	$75 \leq c_u < 100$	$100 \leq c_u \leq 150$	$100 \leq c_u < 150$	$25 \leq c_u < 100$
Pourcentage d'échantillons	3,5 %	18 %	16,5 %	31 %	20 %	11 %
Teneur en eau initiale par rapport à l'OPN	OPN + 4 à OPN + 5	OPN + 2 à OPN + 4	OPN à OPN + 3	OPN - 2 à OPN + 1	OPN - 4 à OPN	OPN - 5 à OPN - 3
I_c	1	1 à 1,2	1,1 à 1,3	1,2 à 1,4	1,3 à 1,5	1,4 à 1,6

L'apport des méthodes de reconnaissance sismique à la reconnaissance des barrages en maçonnerie

Contribution of geophysical methods to masonry dam assessment

Y. BERTRAND
SEGG*

P. ROYET, G. DEGOUTTE
CEMAGREF**

Rev. Franç. Géotech. n° 64, pp. 45-55 (juillet 1993)

Résumé

La majeure partie des plus vieux barrages français sont des ouvrages en maçonnerie. La nécessité de mieux connaître leur état de santé et les phénomènes de vieillissement qui les affectent, se traduit par un important programme de reconnaissance qui a d'abord concerné les plus grands de ces barrages et qui est maintenant orienté vers des barrages de taille plus modeste.

Cet article présente une méthodologie générale adoptée pour la reconnaissance approfondie de tels ouvrages et décrit plus particulièrement l'apport des méthodes sismiques à partir des cas des barrages de la Bourne (26) et de la Gimond (69). Les diverses techniques de transparence sismique sont décrites de façon détaillée et, en particulier, leur adaptation à la reconnaissance des barrages en maçonnerie.

Les enseignements tirés des deux exemples traités amènent à proposer une méthodologie originale pour des reconnaissances futures sur d'autres barrages.

Abstract

Most of the oldest dams in France are masonry structures. The need to assess their current condition and ageing involves an extensive field investigation programme which commenced with the largest structures and is now progressing towards the smaller ones.

The article describes the general approach adopted for the detailed investigation of these dams, with emphasis on the contribution of seismic methods, using Bourne and Gimont dams as examples. Seismic transparency techniques are described in detail with reference to their suitability for masonry dam investigations.

From experience gained at these two dams, the authors propose an innovative methodology for future investigations on other dams.

* Société d'Etudes Géotechniques et Géophysiques, 8, av. Newton, 92350 Le Plessis-Robinson.

** CEMAGREF, groupement d'Aix-en-Provence, BP 31, Le Tholonet, 13612 Aix-en-Provence Cedex 1.

INTRODUCTION

La nécessité de bien connaître et de surveiller les barrages anciens a conduit ces dernières années à la révision spéciale des plus grands des barrages français en maçonnerie construits avant le milieu du XX^e siècle. Cependant l'état de nombreux barrages en maçonnerie reste encore mal connu, et leurs propriétaires soupçonnent rarement les phénomènes de vieillissement qui les affectent.

Tout en laissant délibérément de côté les aspects hydrologiques et hydrauliques, cet article présente une méthodologie générale adoptée pour la reconnaissance approfondie de tels ouvrages et décrit plus particulièrement l'apport original des méthodes sismiques à partir des cas des barrages de la Bourne (26) et de la Gimond (69).

Les diverses techniques de transparence sismique sont décrites de façon détaillée et, en particulier, leur adaptation à la reconnaissance des barrages en maçonnerie.

1. LE DIAGNOSTIC DES BARRAGES ANCIENS EN MAÇONNERIE

1.1. Des ouvrages souvent mal connus

Depuis le début du XIX^e siècle, de nombreux barrages destinés à l'alimentation en eau ou à la production électrique ont été construits en France. Jusque vers 1930, la plupart de ces barrages étaient des ouvrages-poids en maçonnerie, le plus souvent légèrement arqués. Les plus grands d'entre eux, exploités par des organismes spécialisés ont fait l'objet de révisions spéciales qui ont parfois conduit à des travaux importants. Ils sont désormais bien connus et dotés de dispositifs d'auscultation adaptés.

En revanche, nombre de barrages anciens de dimension moyenne appartiennent à des maîtres d'ouvrages dispersés, ne possédant qu'un ou deux ouvrages et ne disposant pas de compétences particulières pour leur suivi. Vu leur âge respectable, ces barrages sont considérés comme faisant partie du paysage, et les phénomènes liés à leur vieillissement sont le plus souvent sous-estimés, voire ignorés.

Malheureusement, l'expérience montre que les maçonneries des barrages anciens vieillissent sous l'effet des sollicitations prolongées tant hydrauliques que mécaniques (LINO et al., 1991) :

- lente dissolution des liants due aux percolations de l'eau, entraînant à la fois une perte de poids de l'ouvrage, une augmentation des sous-pressions internes et une accélération des fuites ;
- fatigue de la maçonnerie sous l'effet des déformations répétées dues aux variations thermiques et aux fluctuations du plan d'eau.

Ce vieillissement des maçonneries ne se constate pas forcément du premier coup d'œil, car les vieux ouvrages

d'art en maçonnerie présentent des parements d'excellente qualité mais un remplissage plus médiocre (DE-GOUTTE, 1991).

L'évolution des fuites est aussi très difficile à apprécier, car ces barrages ont rarement été dotés d'un dispositif fiable de mesure des débits et, de toutes façons, les percolations à la base de l'ouvrage ne sont pas observables.

En outre, nombre de barrages anciens ont été surélevés pour faire face à une augmentation des besoins en eau, sans que ces travaux aient forcément été justifiés par une étude de stabilité. Cela ne fait bien sûr qu'accroître le risque encouru et renforce la nécessité d'un diagnostic approfondi.

Pour toutes ces raisons, il importe de se donner tous les moyens pour connaître la constitution des vieux barrages.

1.2. Les techniques de reconnaissance des barrages en maçonnerie

La reconnaissance des barrages en maçonnerie repose essentiellement sur des sondages carottés prolongés en fondation qui permettent :

- la mesure des paramètres de forage ou diagraphies instantanées (pression sur l'outil, couple de rotation, vitesse d'avancement) ;
- l'observation des carottes et la détermination de l'état de fracturation du matériau prélevé ;
- le choix d'échantillons intacts pour des mesures de densité, porosité et résistance mécanique ;
- l'observation des parois du forage par caméra vidéo, lorsque le carottage est très médiocre ;
- la réalisation d'essais de perméabilité en forages (type Lugeon) dans le corps du barrage, dans sa fondation ou au contact ;
- la réalisation d'essais mécaniques en forages, de type pressomètre ou dilatomètre ;
- l'équipement ultérieur de certains sondages en piézomètres à tube ouvert ou la pose de capteurs de pression interstitielle à divers niveaux (on peut envisager jusqu'à trois capteurs par sondage).

Quelques sondages carottés sont donc indispensables dès que l'on souhaite réaliser un diagnostic approfondi d'un barrage en maçonnerie. Ils permettent d'évaluer, bien que de façon *ponctuelle* les caractéristiques de base entrant dans la vérification de la stabilité de l'ouvrage :

- densité de la maçonnerie ;
- niveau exact de la fondation ;
- nature du contact ;
- valeur des sous-pressions,...

Toutefois, les sondages carottés sont d'un coût élevé, ce qui en limite le nombre, en particulier pour des propriétaires d'ouvrages au départ peu motivés par les problèmes de sécurité. La richesse des informations que

fournissent les sondages trouve ainsi ses limites dans leur représentativité, et une reconnaissance basée sur ces seules investigations ponctuelles ne permet pas de détecter d'éventuelles zones particulièrement médiocres situées à distance des forages.

De ce point de vue, la reconnaissance sismique apporte à moindre coût un complément d'information très utile. Les différentes techniques décrites ci-après offrent un large choix d'investigations, car on peut opérer soit entre sondages (profils de rive à rive), soit entre sondages et parements, soit entre parements amont et aval, que le barrage soit vide ou plein. Le programme des reconnaissances sismiques peut ainsi être adapté au mieux à chaque cas particulier d'ouvrage.

2. LES MÉTHODES DE TRANSPARENCE SISMIQUE

2.1. Principe général de la transparence sismique

Les reconnaissances sismiques par transparence servent à mesurer des vitesses sismiques au sein d'un ouvrage massif. Comme pour la sismique réfraction de surface, le principe est d'émettre un choc et de mesurer le temps de propagation de l'onde de choc, puis d'en déduire la vitesse sismique du ou des matériaux traversés. En sismique de surface, on enregistre pour un même choc un grand nombre de trajets, soit un trajet direct pour le matériau de surface et plusieurs trajets réfractés sur des matériaux plus profonds. Pour un ouvrage massif (barrage-poids par exemple), la présence de parements extérieurs ou d'orifices tels que forages ou galeries permet de choisir des couples émission-réception pour lesquels les trajets des ondes de choc sont bien connus. Cela élimine un grand nombre d'inconnues et rend le dépouillement plus aisé. On pourra alors profiter de cette simplification, soit pour élargir la zone investiguée, soit pour enrichir l'investigation en obtenant une véritable carte sismique.

Comme en sismique de surface, on peut se contenter d'enregistrer les ondes de compression, ou *ondes P* mais on peut aussi enregistrer les ondes de cisaillement ou *ondes S*. Les ondes *S* étant plus lentes sont *a priori* difficiles à visualiser au sein d'une vibration complexe. Leur mesure nécessite donc un matériel plus performant tant pour l'émission que pour la réception.

La connaissance conjointe des vitesses des ondes *S* et des ondes *P* permet de calculer les modules dynamiques du matériau. C'est d'ailleurs essentiellement la vitesse des ondes *S* qui intervient dans ces calculs.

Il est donc essentiel de savoir avant de choisir un type d'investigation si l'on veut seulement mesurer les vitesses sismiques dans le corps de l'ouvrage ou bien si l'on veut aussi connaître les modules dynamiques.

2.2. Les dispositifs d'émission

Pour émettre un signal sonore (ou une vibration) on utilise le plus souvent :

- des explosifs ;
- des étinceleurs ;
- une source à frappe ;
- un canon à air.

• *L'explosif* est un moyen pratique et peu encombrant. Il doit être utilisé dans un forage maintenu en eau. Lorsqu'on désire produire un signal perçu à longue distance, cette technique peut dégrader le forage. Ce type de source produit essentiellement des efforts de compression (ondes *P*).

• *L'étinceleur* délivre une onde de choc qui est créée par l'application d'une forte différence de potentiel entre deux électrodes. Il délivre un signal plus propre mais moins énergétique que l'explosif. Il est réalisé dans un forage en eau et produit essentiellement des ondes *P*. Son principe de fonctionnement (forte ddp) nécessite des précautions particulières d'utilisation.

• Le principe de la *source à frappe* est de transformer un choc vertical, produit par exemple par un marteau, en effort de cisaillement autour du forage grâce à un système pneumatique ou autre parfaitement plaqué à la paroi du forage. Il n'est pas indispensable que le forage soit en eau. L'énergie délivrée ainsi permet de générer aussi bien des ondes *P* que des ondes *S*.

• Enfin, le *canon à air* (fig. 1) a pour principe la libération brutale, sous l'eau, d'air fortement comprimé. Cette source assez énergétique, d'une portée de plusieurs dizaines de mètres est difficilement utilisable en forage. En revanche, elle est bien adaptée à l'émission de signaux contre la partie immergée du parement amont d'un barrage. Le canon à air génère essentiellement des ondes *P*.

En résumé, l'explosif, l'étinceleur et le canon à air sont bien adaptés pour générer des ondes *P*. L'utilisation de

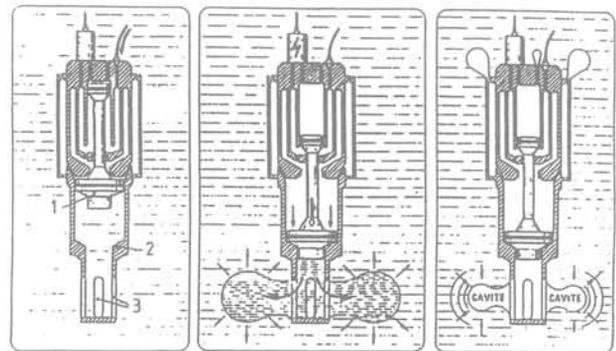


Fig. 1. — Principe de fonctionnement du canon à air.

A : Avant le tir ; B : Après le tir ; C : Réarmement.
1 : Piston ; 2 : Butée ; 3 : Events.

Fig. 1. — Air-gun description.

A : Before the shot ; B : After the shot ; C : Rearmed.
1 : Suttle ; 2 : Thrust ; 3 : Orifices.

l'explosif en forage est limitée du fait des risques de dégradation du forage dès que l'on travaille sur des portées longues. Pour générer des ondes S de bonne qualité, les sources à frappe sont de loin les mieux adaptées.

2.3. Les dispositifs de réception et d'enregistrement

Les dispositifs de réception sont soit des hydrophones, soit des géophones. Les premiers ne fonctionnent que dans l'eau et les seconds fonctionnent aussi bien dans l'eau qu'hors d'eau.

2.3.1. Les hydrophones

Les hydrophones enregistrent, par des capteurs piézoélectriques, les variations de pression de l'eau dans laquelle ils se trouvent. Ils ne captent correctement que les ondes de compression (ondes P). En contrepartie, ils présentent l'avantage d'être peu encombrants et, reliés à un câble sismique, ils peuvent être mis en place simultanément (au nombre de 12 ou 24) dans un forage pour réceptionner un même impact. L'utilisation de ce câble à hydrophones sera décrite plus loin pour la technique du carottage sismique (§ 2.4.1) et pour la tomographie (§ 2.4.5).

2.3.2. Les géophones

Les géophones enregistrent les vitesses particulières au moyen de bobines dont le déplacement engendre un signal électrique. Ils permettent de capter aussi bien les ondes P que les ondes S. Pour fournir des enregistrements de bonne qualité, les géophones doivent être parfaitement plaqués au terrain. Lorsqu'on les utilise en forage, le couplage correct géophone-terrain se fait au moyen d'un dispositif de type pneumatique, relativement lourd et encombrant. De ce fait, alors que le nombre de points de réceptions simultanées est de 12 ou 24 lorsqu'on utilise des hydrophones, il n'est que de 1 ou 2 lorsque la réception se fait par géophones plaqués à la paroi. Ceci est pénalisant en particulier pour les tomographies qui nécessitent de nombreux couples émission-réception.

2.3.3. Les sondes formées de trois géophones.

Pour réceptionner à la fois des ondes P et des ondes S, on utilise une sonde comportant trois géophones (1 V + 2 H) vibrant dans trois directions orthogonales. Pour que les ondes S réceptionnées soient claires, il est également nécessaire que ces sondes soient soigneusement plaquées aux parois du forage ou scellées sur les parements de l'ouvrage.

2.3.4. La chaîne de mesure

Les laboratoires sismiques modernes sont tous des laboratoires numériques qui permettent la sommation des signaux. Cette propriété est essentielle pour améliorer le rapport signal/bruit. Ils présentent très généralement des caractéristiques satisfaisantes pour l'ensemble des essais décrits ci-après : gain suffisant, toutes possibilités de filtres, gains de sortie, enregistrement sur disquettes ou bandes magnétiques pour traitements ultérieurs.

2.4. Les différentes méthodes de transparence sismique

Compte tenu des performances des matériels, de leurs contraintes, de la nécessité ou non d'enregistrer des ondes S, les différents essais suivants peuvent être pratiqués. Ils sont résumés dans le tableau.

2.4.1. Le carottage sismique

Le carottage sismique est l'essai le plus simple. Il utilise un seul forage. Une grappe d'hydrophones ou de géophones moulés sur un câble est descendue dans le forage (fig. 2). On peut ainsi enregistrer 12 ou 24 signaux à différentes profondeurs, pour une même émission de surface. L'essai permet donc l'enregistrement des vitesses des ondes P en fonction de la profondeur. Il est nécessaire de maintenir le forage en eau pour assurer le couplage récepteur-terrain.

Cette méthode rapide valorise les sondages et en particulier les sondages destructifs. Elle complète des méthodes sismiques plus lourdes, telles que la tomographie (voir § 2.4.5).

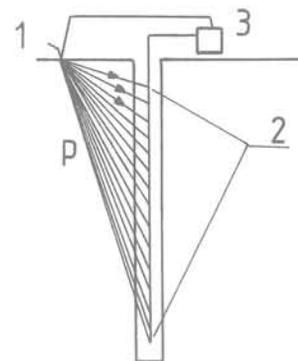


Fig. 2. — Le carottage sismique.

1 : Emission tir ; 2 : Réception ; 3 : Laboratoire.

Fig. 2. — Seismic logging.

1 : Shot point ; 2 : Reception ; 3 : Seismograph.

2.4.2. L'essai cross-hole

L'essai *cross-hole* est réalisé entre deux forages, l'un consacré à l'émission et l'autre à la réception (fig. 3). Classiquement, cet essai destiné à valoriser au mieux les sondages est utilisé pour mesurer les vitesses des ondes P et des ondes S, sur des trajectoires horizontales. Les ondes de cisaillement sont des ondes S_v vibrant dans le sens vertical.

La difficulté d'isoler une onde tardive S au milieu d'une vibration complexe amène :

- à étudier les seuls trajets horizontaux en plaçant émetteur et récepteur au même niveau ;
- à utiliser une source qui produit un effort de cisaillement énergétique ;
- à utiliser un capteur capable de bien réceptionner des ondes S.

Tableau — Les différentes techniques de transparence sismique pour reconnaître un barrage.

Dénomination de l'essai	Implantation des investigations	Emission	Réception	Trajets étudiés	Paramètres mesurés
Carottage sismique	1 forage (en eau)	Tir en surface	Grappe de n géophones ou d'hydrophones	n trajets sensiblement verticaux	Ondes P (vitesses verticales)
Cross-hole	2 forages	Source à frappe déplacée en n points	Sonde formée de 3 géophones (1 V + 2 H) déplacée aux mêmes niveaux	n trajets horizontaux	Ondes P et S _v (vitesses horizontales)
Down-hole	2 forages	Source à frappe à l'une des extrémités d'un forage	Sonde formée de 3 géophones déplacée à diverses profondeurs	Trajets sensiblement verticaux	Ondes P et S _v (vitesses verticales)
	1 forage	Dispositif de frappe transversal en surface			Ondes P et S _h (vitesses verticales)
Transparence simple	2 parements	Canon à air dans le cas d'un parement en eau	Géophones scellés au parement aval	1 trajet ou n trajets étudiés indépendamment	Ondes P
	1 forage et 1 parement	Frappe dans le cas d'un parement hors d'eau	Géophone ou hydrophone dans le forage		
Tomographie	2 forages ou parement et forage ou 2 parements	Source à frappe déplacée en n points ou explosifs peu puissants placés en n points	Grappe de p hydrophones si forage en eau	n x p trajets quelconques	Ondes P (éventuellement ondes S)
			Sonde de 3 géophones déplacés en p points		

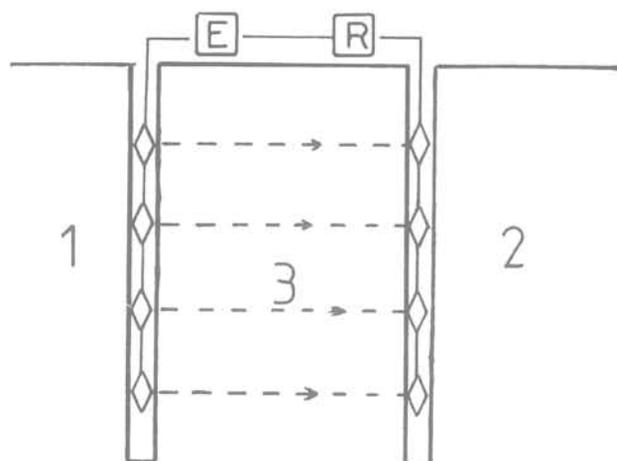


Fig. 3. — L'essai cross-hole.

1 : n émissions ; 2 : n réceptions par dispositif plaqué à la paroi ; 3 : n trajets horizontaux.

Fig. 3. — Cross-hole test.

1 : n emissions ; 2 : n receptions (reception device against the hole). 3 : n horizontal raypaths.

On utilise de préférence une source à frappe plaquée contre la paroi du forage, déplacée successivement en chaque point d'émission. Cependant, la spécificité de la sonde qui crée du cisaillement n'est pas de nature à permettre de grandes portées et limite donc la distance entre sondages. La sonde de réception, composée de

trois géophones, est plaquée également aux parois et déplacée aux mêmes niveaux.

Le dépouillement classique de l'essai *cross-hole* suppose des forages distants de 5 à 10 m. Si les forages sont plus éloignés, jusqu'à 20 ou 30 m, il est nécessaire de considérer que les trajets les plus courts en temps ne sont pas obligatoirement les trajets directs, mais des trajets éventuellement réfractés sur des horizons plus rigides. On doit tenir compte de l'ensemble des mesures à différents niveaux et établir un modèle de succession de vitesses cohérent. Ceci nécessite un programme de traitement automatique des temps d'arrivée. Le calcul doit tenir compte de la courbure des rayons (vitesses variant progressivement avec la profondeur) et/ou de leur réfraction (horizons bien caractérisés en couches).

Les signaux peuvent être traités en analyse de fréquence. Avec les sondes à frappe, les fréquences des ondes P sont de l'ordre de 1 000 à 1 400 Hertz et celles des ondes S de 150 à 300 Hertz. Lorsque la source est bien adaptée, cette reconnaissance des signaux par leur fréquence est suffisamment caractéristique pour qu'aucun traitement ne soit nécessaire. Avec les sondes tri-directionnelles, la distinction entre ondes P et ondes S est facilitée, car leurs arrivées respectives sont enregistrées par des capteurs différents (fig. 7).

2.4.3. L'essai down-hole

L'essai *down-hole* est dérivé de l'essai *cross-hole*. Comme lui, il mesure les vitesses des ondes P et S, mais sur des trajectoires d'ondes verticales et non ho-

horizontales. Il existe deux variantes de cet essai. Dans la première, l'émission est placée près d'une extrémité d'un forage et les réceptions près de l'autre extrémité du second forage, assez rapproché du premier (fig. 4a). On génère alors des ondes P et des ondes S_v (ondes de cisaillement dans la direction verticale).

La seconde variante n'utilise qu'un seul forage en disposant d'une source de frappe transversale au sol et placée en surface (fig. 4b). On génère alors des ondes P et des ondes S_h (ondes de cisaillement dans la direction horizontale). Comparé à l'essai *cross-hole*, cet essai qui utilise les mêmes matériels, permet de lever des indéterminations dans le cas d'hétérogénéités dans le sens horizontal. L'essai *cross-hole* suppose en effet que les couches traversées sont homogènes dans le sens horizontal. L'essai *dow-hole* est plus fréquemment utilisé pour les études de fondation de centrales nucléaires.

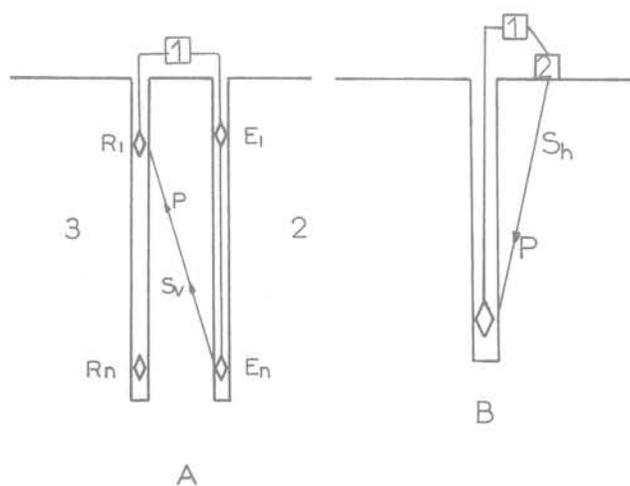


Fig. 4. — L'essai down-hole.

1 : Laboratoire ; 2 : Emission (E1 et E2) ; 3 : Réception (R1 à Rn).

Fig. 4. — Down hole test.

1 : Seismograph ; 2 : Shot point (E1 and E2) ; 3 : Reception (R1 to Rn).

2.4.4. La transparence simple

En variante de l'essai de base *cross-hole* réalisé entre deux forages, il s'avère possible d'utiliser un parement ou les deux pour placer les émetteurs et les récepteurs. Dans le cas d'un barrage on peut donc :

— placer les émetteurs sur le parement aval, et les récepteurs dans un forage ;

— placer les émetteurs sur le parement amont et les récepteurs dans un forage ou sur le parement aval (fig. 5).

L'essai de transparence simple étudie donc un barrage plutôt dans le sens amont-aval par opposition à l'essai *cross-hole* qui l'étudie en général dans le sens rive à rive. L'intérêt le plus net de cette technique est d'être

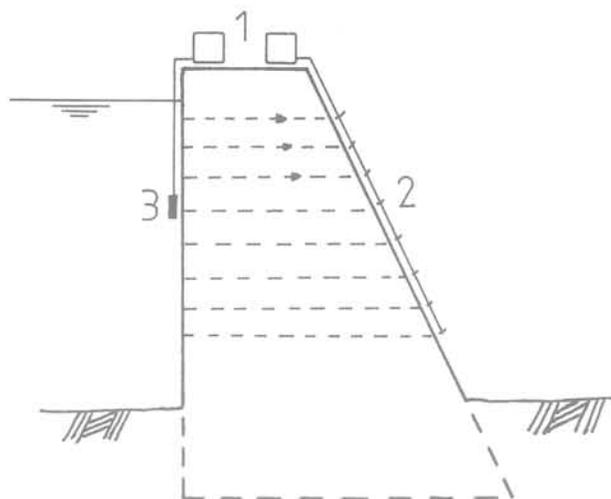


Fig. 5. — La transparence sismique.

1 : Laboratoire ; 2 : Géophones ; 3 : Canon à air.

Fig. 5. — Direct seismic measures.

1 : Seismograph ; 2 : Geophones ; 3 : Air gun.

applicable en l'absence de forage. En contrepartie, il faut dans ce cas plaquer les sondes de réception sur le parement aval, ce qui exige des échafaudages ou le recours à des alpinistes. Toujours dans le cas où l'on travaille sans forages, la technique du canon à air permet de délivrer des ondes de qualité depuis un parement amont en eau, mais ne permet de bien mesurer que des ondes P.

2.4.5. La tomographie

On appelle tomographie toute méthode de détermination des vitesses sismiques grâce au balayage d'un plan d'expérimentation (ou panneau) par des rayons sismiques et à une interprétation des mesures par un processus d'inversion automatique.

Sur une ligne on dispose p récepteurs qui restent fixes pendant toute l'expérimentation. Sur une autre ligne on déplace l'émetteur successivement en n points. Pour chaque point d'émission on mesure les temps d'arrivée aux p récepteurs (fig. 6). On dispose ainsi de $n.p$ informations que l'on traite à l'aide de programmes automatiques d'inversion permettant d'établir une carte des vitesses sismiques.

Pour une reconnaissance de barrage, la tomographie peut se faire entre deux forages, entre un forage et un parement ou entre le parement amont et le parement aval.

L'interprétation des mesures suppose que deux rayons sismiques voisins suivent par continuité des trajets voisins mais pas nécessairement droits.

Cet essai est en principe réservé à l'étude des ondes P seulement, car la mesure des temps d'arrivée des

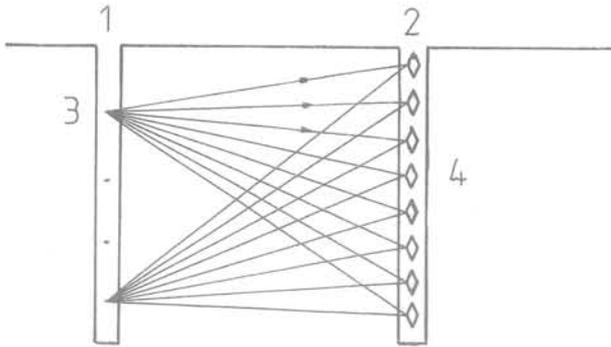


Fig. 6. — La tomographie : analyse en ondes P de n, p rayons et traitement automatique.

1 : Forage d'émission ; 2 : Forage de réception ;
3 : n émissions ; 4 : p réceptions.

Fig. 6. — Tomography: P waves analysis of n, p rays and automatic treatment

1 : Transmitting drill hole ; 2 : Receiving drill hole ;
3 : n shots ; 4 : p receptions.

ondes S n'a pas, pour l'instant, une précision compatible avec l'exigence du processus d'inversion automatique.

Les émissions peuvent être pratiquées à l'explosif à condition de ne pas dégrader le forage qui doit être utilisé de nombreuses fois, d'où tout l'intérêt des sources à frappe qui dégradent moins le forage à énergie donnée. La figure 9 montre l'exemple d'une carte des vitesses obtenues entre les trois forages de reconnaissance pratiqués au barrage de la Gimond, distants de 15 m et 25 m.

3. DEUX RECONNAISSANCES PILOTES DE BARRAGES EN MAÇONNERIE

Dans le cadre de l'étude de diagnostic de sécurité de barrages anciens, le CEMAGREF a eu l'occasion de proposer une méthodologie de reconnaissance basée sur des sondages carottés et sur la valorisation de ces sondages par des études géophysiques. Les deux campagnes géophysiques que nous allons décrire ont été pilotées par le CEMAGREF et réalisées par SEGG.

3.1. Le barrage de la Bourne (1980)

Le barrage de la Bourne est un barrage poids déversant en maçonnerie destiné à alimenter un canal d'irrigation. Construit en 1870, il est haut de 18 m sur la molasse de fondation. Le parement amont est vertical et le parement aval a un fruit de 0,57, *a priori* largement insuffisant.

3.1.1. Le programme des reconnaissances

Le diagnostic du barrage a été réalisé en 1980. Les reconnaissances ont comporté la réalisation depuis la crête de quatre sondages carottés descendus de 5 m

dans la fondation. L'hétérogénéité des carottes a conduit le CEMAGREF à lancer une campagne de reconnaissance géophysique par méthodes micro-sismiques et micro-électriques.

Les mesures sismiques ont comporté (fig. 7) :

- des carottages sismiques avec émission en tête de chaque forage et réception tous les 50 cm ;
- des mesures par transparence simple avec émission du choc au pied aval du barrage et réception par des géophones placés dans les sondages tous les mètres.

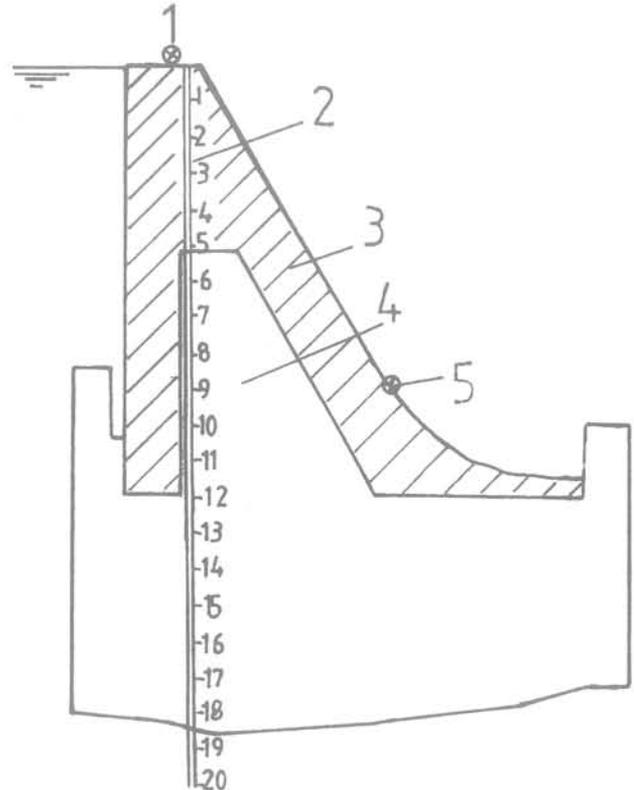


Fig. 7. — Barrage de la Bourne — Vue en coupe en partie centrale.

1 : Ebranlement pour carottages sismiques ; 2 : Sondage de réception ; 3 : Maçonnerie ; 4 : Béton maigre ;
5 : Ebranlement par transparence.

Fig. 7. — La Bourne dam : cross section in central part.

1 : Shot point for seismic logging ; 2 : Reception hole ;
3 : Masonry ; 4 : Lean concrete ;
5 : Shot point for direct measures.

Il est à noter que les méthodes employées utilisaient seulement les sondages un par un, contrairement aux méthodes de type *cross-hole*. En outre, les mesures par transparence simple se sont appuyées sur les quatre sondages, parce qu'il n'était pas économiquement envisageable de vider la retenue, et que les techniques d'émission puissante sous l'eau n'étaient pas encore classiquement utilisées.

Par ailleurs, des mesures micro-électriques ont été réalisées avec une électrode d'émission implantée en rive

à une distance supposée infinie, une autre électrode d'émission placée dans le forage et deux électrodes de réception dans le forage également. Le forage était maintenu en eau à l'aide d'une pompe.

3.1.2. Les résultats

Les sondages ont montré que le corps de l'ouvrage était relativement poreux avec une perméabilité extrapolée de 25 UL alors que les parements et la crête montraient des perméabilités de 1 à 3 UL. Le matériau carotté s'est révélé de qualité hétérogène parfois très bon, parfois poreux ou caverneux. L'un des quatre sondages a dû être tubé en partie basse ; il s'agit de celui qui intéresse la zone où le béton de fondation avait été mis en place sous l'eau.

Les résultats de la campagne géophysique ont permis de bien distinguer :

- la maçonnerie formant carapace avec une résistivité de $180 \Omega \times m$ et une vitesse sismique de 2 300 m/s ;
- le béton du cœur du barrage avec une résistivité plus faible de $130 \Omega \times m$ et une vitesse sismique de l'ordre de 4 000 m/s ;
- le béton de fondation avec une résistivité de $140 \Omega \times m$ et une vitesse de 4 100 m/s ;
- la molasse de fondation avec une résistivité de $80 \Omega \times m$ et une vitesse de 2 500 m/s.

On a pu associer les faibles valeurs de la résistivité à la présence de béton poreux.

La campagne a, en outre, montré que les carottes obtenues par le sondage qui avait dû être tubé, donnaient une vision trop pessimiste de la qualité réelle du béton (un caillou entraîné par la couronne ayant pu désagréger les matériaux forés). Il a enfin été confirmé que les sondages n'étaient pas passés à côté de zones de qualité médiocre. Une reconnaissance limitée à des sondages carottés écartés de 15 m a donc pu être validée par un complément peu coûteux de géophysique (DEGOUTTE, 1986).

Une opération similaire a également été réalisée avec succès en 1986 au barrage de Moulin-Bertrand sur l'Hérault construit en 1922 et haut de 13 m.

3.2. Le barrage de la Gimond (1991)

3.2.1. Cadre de l'intervention

Il s'agit d'un barrage-poids en maçonnerie servant à l'alimentation en eau potable. Construit en 1923-1925, il a été rehaussé d'environ 2 m en 1957, ce qui porte sa hauteur maximum à 19 m sur fondation. Un remblai de 5 m vient l'épauler à l'aval.

Lors d'une première visite de l'ouvrage en 1989 le CEMAGREF a mis en évidence les points suivants :

- sous-dimensionnement notoire de l'évacuateur de crues ;
- présence d'un abondant placage de calcite sur la partie visible du parement aval, masquant partiellement

les fuites et indice d'une dissolution du liant de la maçonnerie (chaux hydraulique) ;

— quelques fuites observables ne représentant probablement qu'une faible part des percolations à travers l'ouvrage, compte tenu du remblai aval.

Par ailleurs, quelques calculs simples de stabilité ont montré que, depuis le rehaussement, la sécurité du barrage était limite, en particulier en cas de forte crue. Cela a conduit à convaincre le maître d'ouvrage d'engager un programme de reconnaissances approfondies qui, outre les aspects hydrologie et hydraulique de l'évacuateur, a porté essentiellement sur la structure de l'ouvrage. Cinq sondages carottés ont été réalisés, trois verticaux depuis le couronnement (S1, S2 et S3) et deux inclinés depuis le pied aval (S4 et S5), avec essais de laboratoire, essais de perméabilité de type Lugeon, essais sismiques et équipement en piézomètres.

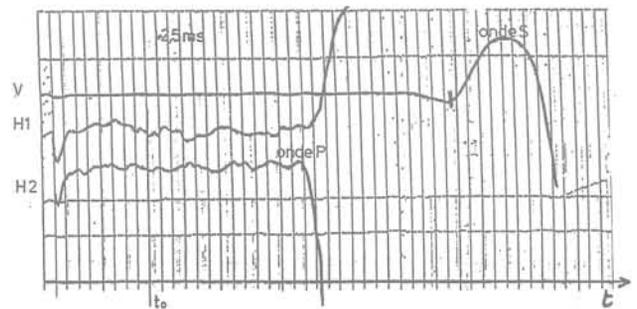


Fig. 8. — Exemple d'enregistrement fourni par une sonde composée de 3 géophones (1 V et 2 H).

Barrage de la Gimond, S2-S1, 9 m de profondeur.

V : onde S ; H1, H2 : ondes P.

Fig. 8. — Recording with a 3 geophones device (1 V and 2 H) Gimond dam, S2-S1, 9 m depth.

V : S wave ; H1, H2 : P waves.

3.2.2. Reconnaissance sismique

Le but de cette auscultation était de réaliser un zonage des vitesses sismiques pour vérifier l'homogénéité de la maçonnerie ou, au contraire, pour localiser les zones où le corps de l'ouvrage était plus dégradé que ne le montraient les carottes. Contrairement au barrage de la Bourne, les techniques utilisées ont permis d'étudier à la fois des plans amont-aval et des plans rive à rive. Cette approche tridimensionnelle permet une bonne connaissance de l'ensemble de la structure. Une zone de maçonnerie particulièrement mauvaise dans le sondage central, a priori destiné à être le pivot des mesures *cross-hole* et de la tomographie a entraîné des difficultés d'équipement de ce sondage, le rendant impropre aux mesures sismiques. De ce fait l'émission au droit de ce forage a été faite dans la retenue sur une ligne verticale le long du parement amont au moyen d'un canon à air. Le décalage de 2,20 m qui s'en suit, n'entraîne pas de modification significative dans l'interprétation des mesures.

La campagne de reconnaissance sismique a comporté :
— deux séries d'essais *cross-hole* entre les trois sondages de crête avec enregistrement des ondes P et ondes S ;

- un double panneau vertical de tomographie entre les trois sondages de crête portant sur les ondes P ;
- trois plans subhorizontaux de transparence simple entre parements en ondes P ;
- des carottages sismiques dans deux sondages de crête en ondes S.

3.2.3. Résultats de la campagne sismique

a. Cross-hole

Les figures 10 et 11 fournissent les résultats des essais cross-hole entre d'une part S2 et S3 et d'autre part S2

et S1. Les vitesses mesurées des ondes P et des ondes S permettent de déduire :

- le module d'Young dynamique :
 - valeur moyenne : 22 400 MPa,
 - valeurs extrêmes : 15 900 MPa et 31 300 MPa ;
- le module de cisaillement dynamique :
 - valeur moyenne : 8 500 MPa,
 - valeurs extrêmes : 6 000 MPa et 12 400 MPa ;
- le coefficient de Poisson :
 - valeur moyenne : 0,31,
 - valeurs extrêmes : 0,26 et 0,35.

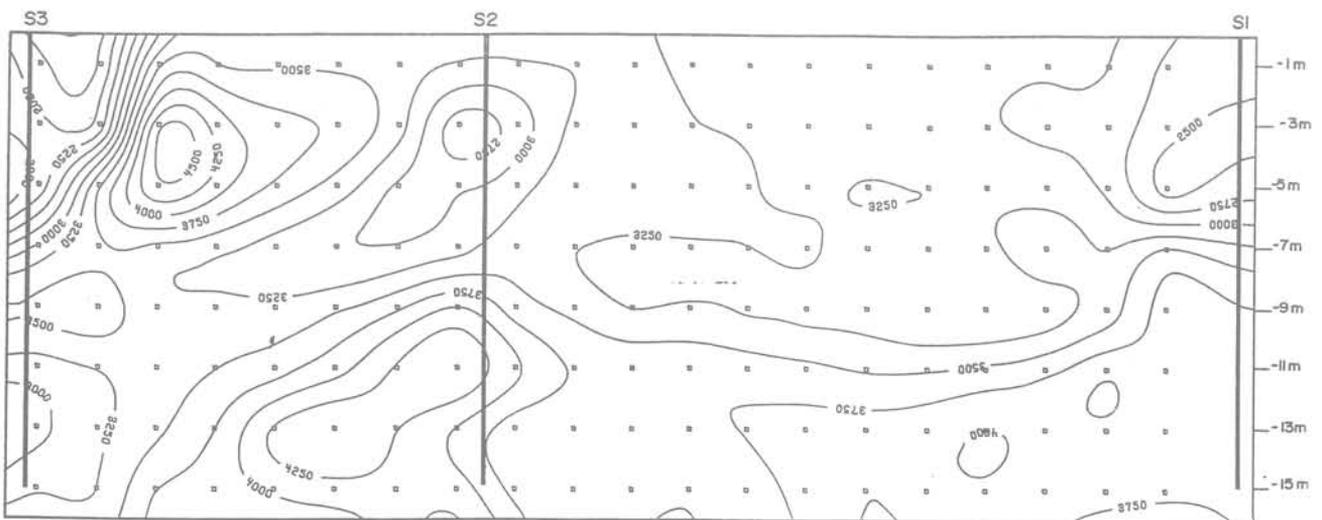


Fig. 9. — Barrage de la Gimond : carte des vitesses des ondes P, obtenue par tomographie.
Fig. 9. — Gimond Dam : map of the seismic velocities of P waves, obtained by tomography.

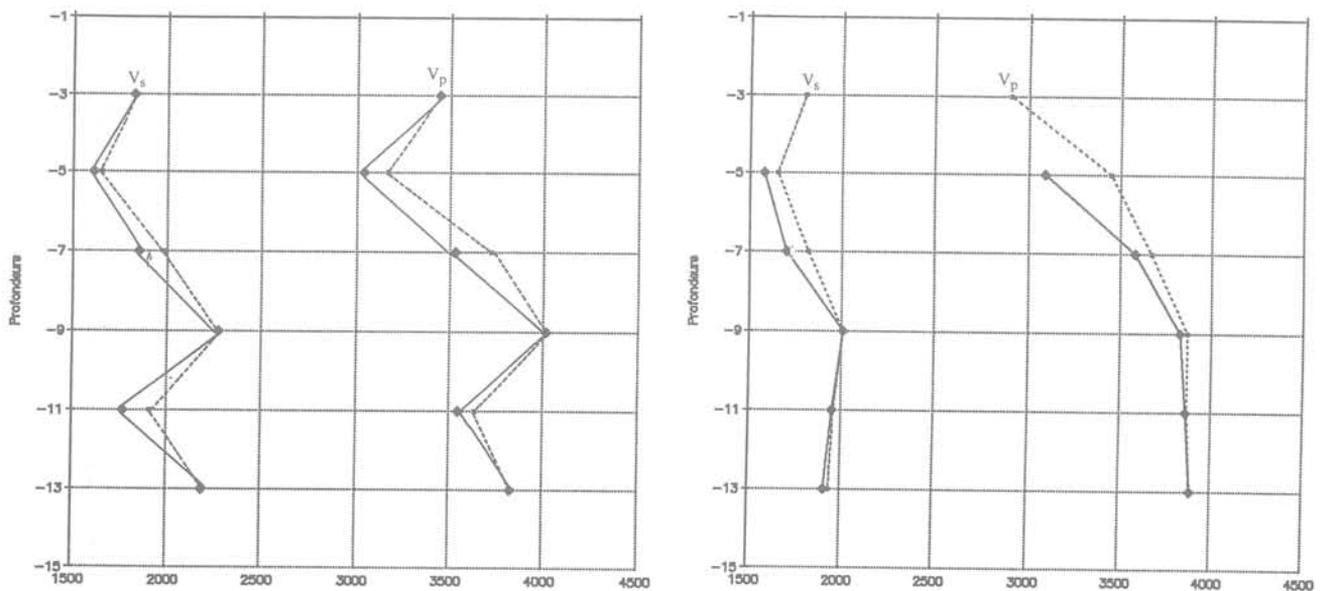


Fig. 10. et 11. — Barrage de la Gimond.
Vitesses sismiques des ondes P et des ondes S.
Fig. 10. et 11. — Gimond Dam :
P and S waves seismic velocities.

Les profils des vitesses des ondes de compression et de cisaillement montrent des zones de vitesses plus faibles, indices de maçonnerie plus médiocre de -3 m à -7 m sur le panneau S2-S3 et en partie haute du panneau S2-S1.

b. Transparence simple et sismique réfraction

Les mesures par transparence simple font apparaître une forte anisotropie des vitesses des ondes P :

- vitesse moyenne de rive à rive dans le corps de l'ouvrage : 3 610 m/s ;
- vitesse moyenne de rive à rive sur le parement aval : 3 725 m/s ;
- vitesse moyenne amont aval : 2 835 m/s.

Les vitesses de rive à rive sont du même ordre de grandeur que les vitesses mesurées sur le parement aval, mais elles sont en moyenne 30 % supérieures aux vitesses dans le sens amont-aval. Ceci traduit le soin particulier apporté sur ce type d'ouvrage à la réalisation des parements (maçonnerie de pierres appareillées) par rapport au remplissage interne qui contient une forte proportion de liant plus ou moins dégradé.

c. Tomographie

Les mesures réalisées entre S2 et S3 et entre S2 et S1 permettent de disposer d'une carte des vitesses sismiques des ondes P sur un panneau moyen vertical de 40 m de longueur en partie centrale de l'ouvrage (fig. 9).

Globalement on note une augmentation des vitesses avec la profondeur, avec sous le niveau $-11,0$ m des valeurs presque toujours supérieures ou égales à 3 750 m/s.

Des zones de vitesses plus faibles apparaissent près des sondages en partie haute. Les zones médiocres des forages S1 et S2 ressortent aussi bien de la tomographie que des transparences sismiques. Elles sont confirmées par l'observation des carottes.

En revanche, l'anomalie cartographique au droit du forage S3 semble avoir été exagérée par le processus d'inversion automatique, car cette zone de faibles vitesses est adjacente à une zone de très fortes vitesses (« télescope » de zones de vitesses très différentes). Cette anomalie au droit de S3 n'est d'ailleurs pas repérée par les transparences.

3.2.4. Conclusion des reconnaissances du barrage de la Gimond

L'ensemble des reconnaissances a montré que le barrage présentait des défauts d'étanchéité liés à des phénomènes de dissolution du liant, ayant créé des passages préférentiels pour l'eau. Mais du point de vue mécanique, la maçonnerie reste globalement de bonne qualité ainsi qu'en attestent l'observation des carottes, les essais mécaniques et les valeurs relativement élevées des vitesses sismiques. Les parements de l'ouvrage, réalisés avec plus grand soin, présentent des caractéristiques sensiblement meilleures que le remplissage

central. On distingue quelques zones plus médiocres situées surtout en partie haute de l'ouvrage.

Les contraintes liées à l'exploitation de ce barrage pour la fourniture d'eau potable vont probablement orienter les travaux de confortement vers la réalisation d'un voile d'injection, traitant le corps du barrage et sa fondation. Ce traitement apparaît adapté à la nature de la perméabilité affectant l'ouvrage.

4. ENSEIGNEMENTS TIRÉS

Les deux reconnaissances décrites (barrages de la Bourne et de la Gimond) montrent bien les progrès réalisés en dix ans dans les méthodes de reconnaissance sismique appliquées aux barrages.

En particulier, les étinceleurs et les canons à air permettent de réaliser l'émission de signaux le long d'un parement immergé. On peut donc envisager de mener une première reconnaissance sismique rapide, sans sondages et sans vidange du plan d'eau. Par une série de profils amont aval et en ne s'intéressant qu'aux ondes P, on peut repérer des zones d'anomalies sismiques qui guideront l'implantation des sondages carottés ultérieurs.

Par ailleurs, on dispose maintenant d'appareillages d'émission et de chaînes de réception bien adaptés pour mesurer non seulement les ondes P mais aussi les ondes S, tant en forages que sur les parements.

Lors de la campagne d'essais au barrage de la Gimond, pour les essais *cross-hole* les enregistrements de terrain étaient d'excellente qualité. On distinguait très bien l'arrivée de l'onde P (très énergétique) de celle de l'onde S (fig. 8). Les temps étaient pointés à 5.10^{-5} s près, ce qui compte tenu des temps de parcours donne une précision de 1 %. Si on tient compte par ailleurs de l'erreur de verticalité des sondages (moins de 1 %) on aboutit dans ce cas à une erreur expérimentale sur les vitesses de l'ordre de 2,5 %.

Une telle précision permet une interprétation de type tomographie avec des programmes de calcul à rayons courbes situés dans un même plan.

Cependant ces méthodes de reconnaissances sismiques comportent un certain nombre de contraintes et de limites :

- les essais *cross-hole* et les tomographies nécessitent des forages d'autant plus rapprochés les uns des autres qu'on demande une reconnaissance fine. Il y a là un premier inconvénient d'ordre économique ;
- lorsqu'on réalise ces forages dans un barrage pour lequel on suppose l'existence de zones dégradées ou suspectes, on risque de se heurter à des problèmes d'exécution et d'équipement de ces forages. La réalisation des essais sismiques nécessite la pose d'un tube plastique scellé au terrain ;
- enfin, lors d'essais *cross-hole* ou de tomographies réalisés rive à rive sur un barrage-poids, il est à craindre

que la faible épaisseur de l'ouvrage conduise à des propagations préférentielles le long des parements. C'est en particulier le cas pour des ouvrages en maçonnerie dont les parements sont constitués de pierres taillées et appareillées avec plus de soin que le remplissage interne. Ceci conduit aussi à réduire les distances entre émission et réception.

On peut donc pour des reconnaissances futures proposer la méthodologie suivante :

- **En première phase**, on réalise une campagne sismique légère basée sur la transparence simple entre les parements amont et aval, ne nécessitant ni sondages, ni vidange de la retenue. Les signaux sont émis au canon à air. Les capteurs sont scellés sur le parement aval, ce qui exige l'intervention d'alpinistes pour les grands barrages. On peut travailler sur des profils situés soit sur des plans horizontaux (investigations par couches), soit sur des plans verticaux. On cherchera à identifier les particularités éventuelles liées aux zones des parements (sismique de surface). La densité des points d'émission et de réception dépendra du degré de précision souhaité (maille de 4×4 m à titre indicatif). Selon la qualité des signaux enregistrés, il sera parfois possible de pointer les ondes S et de dresser une première cartographie sommaire des modules sismiques.

- **En seconde phase**, au vu des résultats de la première campagne sismique, on définira le nombre et l'implantation des sondages carottés qui constitueront la base principale de la reconnaissance : examen des carottes, essais de laboratoire (densité, porosité, résistance à la compression et au fendage, vitesse sismique...), essais in situ (dilatomètre, perméabilité) et équipement en piézomètres.

- **Enfin en troisième phase**, on réalisera éventuellement une deuxième campagne sismique basée sur des mesures *cross-hole* ou tomographies entre sondages ou entre sondages et galeries en opérant sur des bases courtes et avec pour objectifs la mesure précise des modules (ondes P et S) et/ou l'investigation approfondie d'une éventuelle zone suspecte.

Cette méthodologie est à opposer au phasage plus classique que nous avons utilisé jusqu'alors qui comprenait chronologiquement :

- une reconnaissance par sondages carottés ;
- une campagne sismique essentiellement réalisée à partir des sondages, destinée en particulier à vérifier leur représentativité.

Le gros intérêt de la méthodologie proposée ci-avant est de mieux localiser les sondages et éventuellement d'en limiter le nombre.

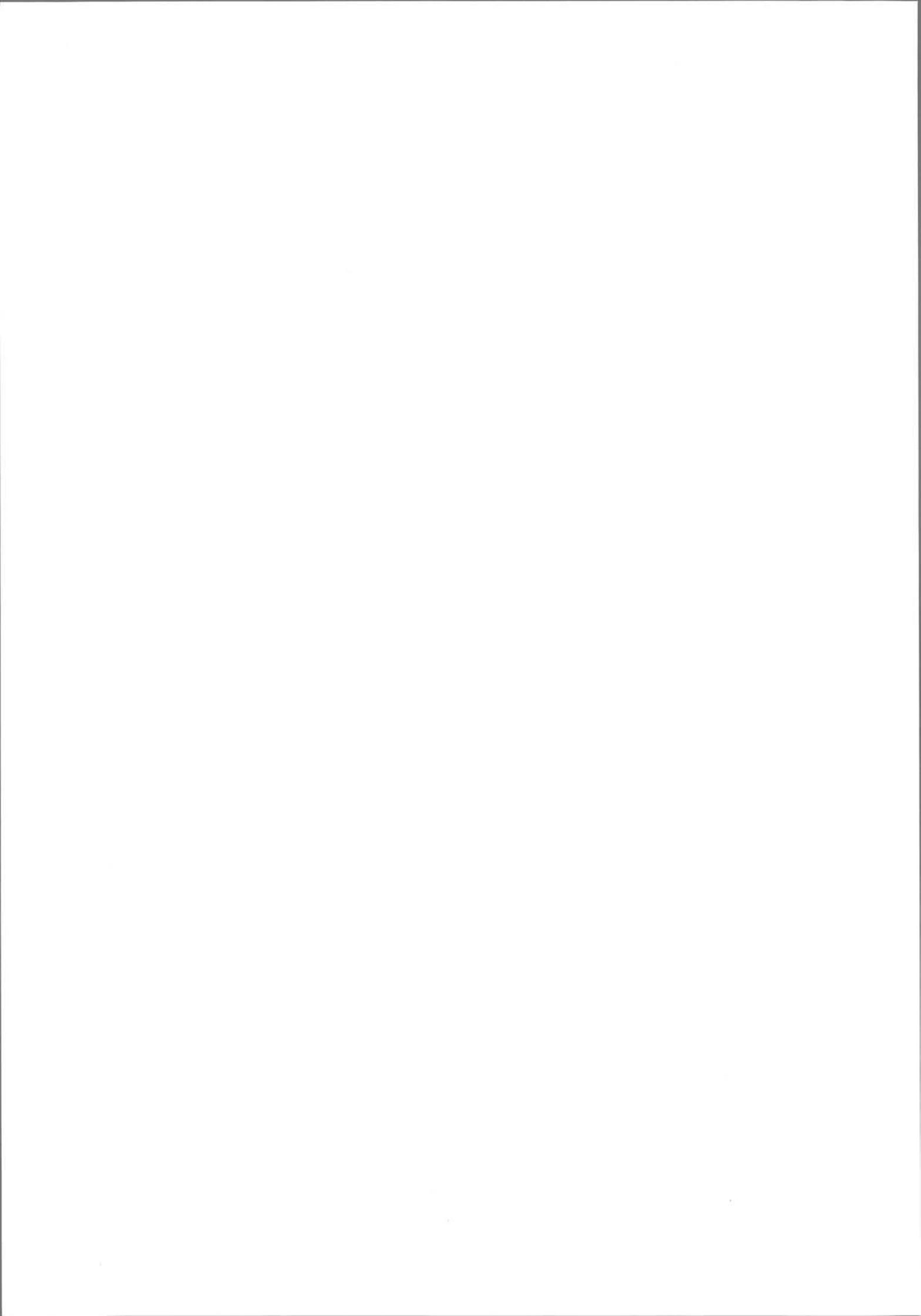
REMERCIEMENTS

La publication du présent article a été rendue possible grâce à l'accord du Syndicat intercommunal du canal de la Bourne et de la commune de Chazelles-sur-Lyon, propriétaires des deux barrages décrits.

Les travaux du CEMAGREF en matière de sécurité des barrages sont encouragés par le ministère de l'Environnement (direction de l'Eau) et par le ministère de l'Agriculture (direction de l'Espace Rural et de la Forêt).

BIBLIOGRAPHIE

- DEGOUTTE G., TOURMENT R. (1991), *La santé des barrages anciens*. Informations Techniques du CEMAGREF, 81 (3), 7 p.
- DEGOUTTE G., MONCHALIN G. (1986), *Renforcement d'un barrage par des tirants actifs*. Informations Techniques du CEMAGREF, 62 (3), 6 p.
- LINO M. et al. (1991), *Vieillesse de quelques barrages français très anciens. Pratique de leur réhabilitation*. XVII^e Congrès CIGB Vienne (Autriche), Q. 65, R. 1, 1-21.
- ENEL-ISMES (1991), *The problem of dam ageing: ENEL experiences*. XVII^e Congrès CIGB Vienne (Autriche), Q. 65, R. 36, 657-676.
- BERTACCHI et al. (1991), *Geophysical methods for the detection of ageing and effectiveness of repairs in dams*. XVII^e Congrès CIGB Vienne (Autriche), Q. 65, R. 34, 619-636.
- SEGG (1991), *Auscultation sismique du barrage de la Gimond*. Rapport d'études, Le Plessis-Robinson (France), 35 p. et annexes.
- BERTRAND Y., BORDET C. (1982), *Détermination in situ des propriétés dynamiques du rocher pour les projets de centrales nucléaires*. Congrès international de l'Association internationale de Géologie de l'Ingénieur, New-Delhi (Inde).
- BERTRAND Y., LAKSHMANAN J. (1985), *Le Génie parasismique*. Chapitre IV-6 : « Mesures in situ des paramètres dynamiques du sol », Paris, Presses de l'ENPC.
- BERTRAND Y., LAKSHMANAN J. (1987), *Tomographies de vitesses sismiques en ondes de cisaillement*. Journées de physique des laboratoires de l'équipement.



NOTE TECHNIQUE

Relations pluviométrie-piézométrie-déplacements d'un versant naturel instable

Pierre POUGET

Laboratoire des Ponts et Chaussées de Clermont-Ferrand*

Rev. Franç. Géotech. n° 64, pp. 57-61 (juillet 1993)

Le suivi sur plusieurs années du versant naturel instable de Sallèdes (sur lequel les laboratoires des Ponts et Chaussées ont construit deux remblais expérimentaux) montre que, selon les conditions climatiques, la nappe phréatique fluctue entre 1 et 5 mètres de profondeur. Les mouvements significatifs du versant se produisent lorsque la nappe atteint un seuil critique situé vers 2 mètres de profondeur. Au vu des problèmes posés par la prise en compte des déplacements dans les analyses de stabilité, on trouvera dans ce qui suit quelques enseignements tirés de cette expérimentation, avec en particulier l'étude des relations pluviométrie-piézométrie et piézométrie-déplacements.

1. LE SITE EXPÉRIMENTAL DE SALLÈDES

Ce versant de 7° de pente moyenne est constitué en surface et sur une épaisseur de 6 à 10 mètres de colluvions argileuses qui se sont mises en place sur un substratum marno-calcaire stratifié horizontalement d'âge oligocène. Ces formations superficielles glissent lentement au contact du substratum, le phénomène ayant été amplifié à l'aval du remblai B expérimental construit en 1980 à une hauteur inférieure à la hauteur de rupture, définie par l'expérimentation préalable du remblai A.

Des mesures de paramètres tels que la pluie, la piézométrie et les déplacements (inclinométrie) ont été réalisées avec une fréquence sensiblement hebdomadaire pendant les quatre premières années et à un rythme plus espacé par la suite. D'autres paramètres tels que l'évapotranspiration (ETP) ont été recueillis auprès de la station météorologique d'Aulnat distante du site d'environ 30 kilomètres.

2. RELATION PLUVIOMÉTRIE-PIÉZOMÉTRIE

Compte tenu des données disponibles, un modèle purement statistique a été utilisé pour schématiser le cycle de l'eau : le modèle linéaire régressif consiste à trouver

une relation linéaire entre la piézométrie et l'ensemble des variables telles que la pluie (variable de recharge), l'évapotranspiration des végétaux (variable de décharge) voire de la hauteur piézométrique lors de la mesure précédente (variable de drainage). Le modèle est calé sur une période donnée et les prévisions sont calculées à partir de ces résultats en utilisant un algorithme de régression multiple. La qualité de la prévision est évaluée par la différence entre l'observation et la prévision : l'indice utilisé est l'écart moyen quadratique (EMQ).

2.1 Modèle 1

Dans ce modèle simplifié, on considère que la hauteur piézométrique peut être expliquée par les seuls antécédents climatiques (pluie, évapotranspiration).

$$PI = a + b SPL_{-1,-i} - c SETP_{-1,-j}$$

PI : pression interstitielle

SPL et SETP : cumul des antécédents de pluie (entre - 1 et - i jours) et des évapotranspirations (entre - 1 et - j jours).

a, b, c : coefficients de régression.

Dans un premier temps, il est intéressant de déterminer l'intervalle de temps précédant la mesure piézométrique pour lequel les paramètres utilisés influencent celle-ci. On constate (fig. 1) que le meilleur modèle est celui prenant en compte l'antériorité de 50 jours de pluie et 100 jours d'ETP : le sol a donc une « mémoire » plus courte vis-à-vis de la pluie que de l'évapotranspiration. Ce phénomène est lié à une plus grande rapidité d'infiltration comparée à l'action des végétaux.

On notera d'autre part les valeurs suivantes :

sans ETP : Régression PI : $f(SPL-1-50)$ $R^2 = 0,28$

sans pluie : Régression PI : $f(SETP-1-100)$ $R^2 = 0,25$

Pour améliorer encore ce modèle, on décompose la pluie cumulée en plusieurs variables explicatives qui sont des cumuls sur 10 jours.

La figure 2 présente les courbes de calage (sur trois années : 1980, 1981, 1982) et de prévision (sur sept

* 8-10, rue Bernard-Palissy, ZI du Brézet, BP 11, 63014 Clermont-Ferrand Cedex.

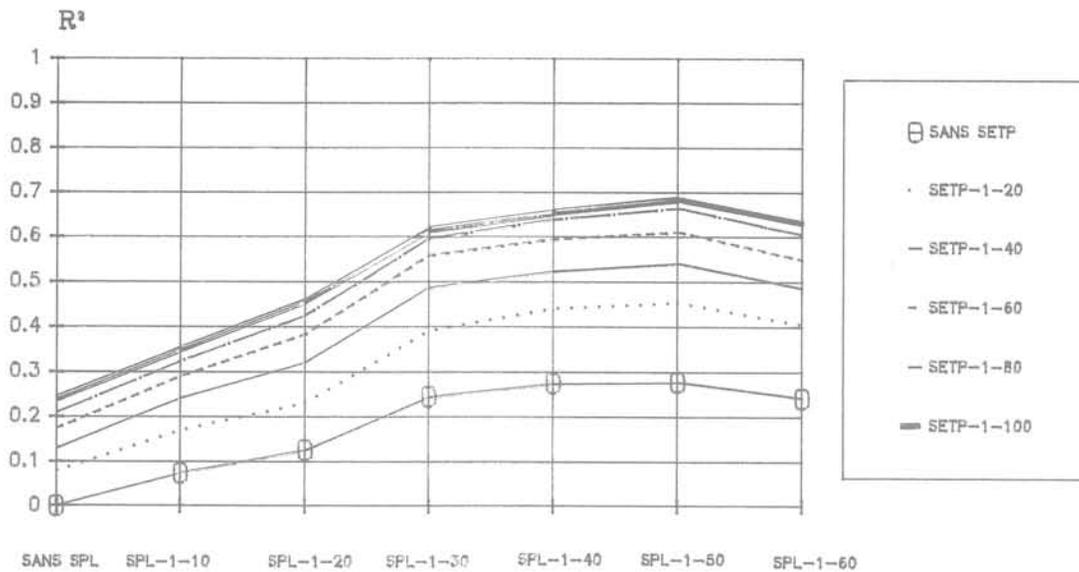


Fig. 1. — Coefficients de corrélation de la régression $PI = f(\text{Pluie}, \text{ETP})$.

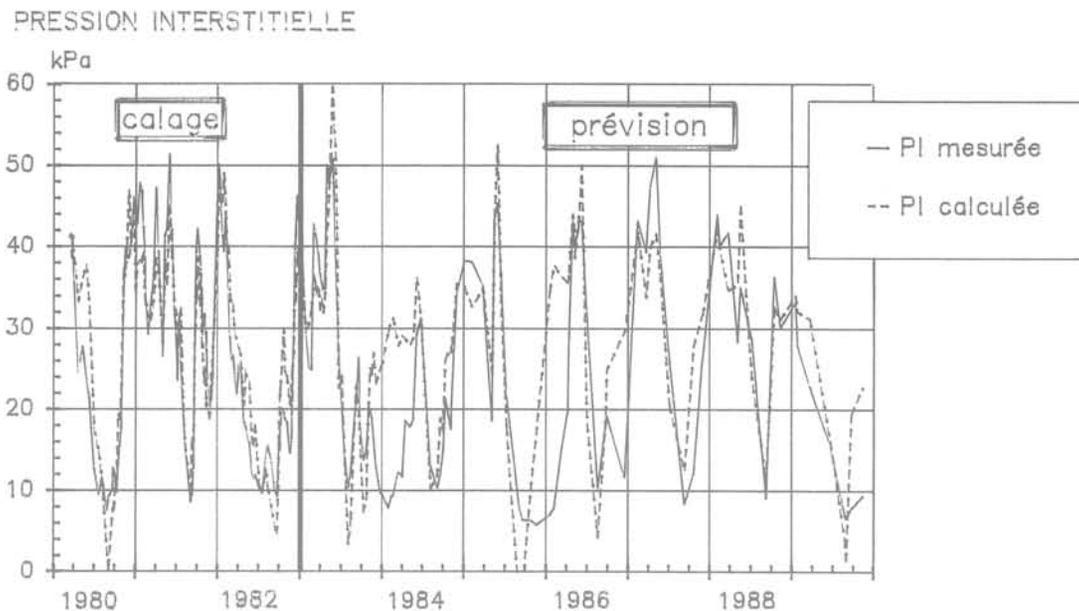


Fig. 2. — Modèle 1 : évolution des pressions interstitielles mesurées et calculées.

années) du modèle pour lequel on fait intervenir le cumul de pluie pour cinq décades (- 1 à - 10 jours, - 11 à - 20 jours, - 21 à - 30 jours...), soit :

$$PI = a + b_1 \text{SPL}_{-1-10} + b_2 \text{SPL}_{-11-20} + b_3 \text{SPL}_{-21-30} + b_4 \text{SPL}_{-31-40} + b_5 \text{SPL}_{-41-50} + c \text{SETP}_{-1-100}$$

On constate dans l'ensemble d'assez bons résultats :

EMQ calage = 5,2 kPa = 52 cm d'eau

EMQ prévision = 9,3 kPa = 93 cm d'eau

à comparer avec la précision de la mesure qui est de l'ordre de $\pm 0,5$ kPa (± 5 cm d'eau).

On observe quelques périodes de mauvaise prévision comme celles du premier semestre 1984 ou du début 1986, phénomène bien mis en évidence par l'évolution des EMQ dans le temps (fig. 3).

2.2. Modèle 2

Ce modèle prend en compte la pression interstitielle précédemment mesurée et un terme de drainage qui est assimilé à une fonction du second degré de cette pression interstitielle :

$$PI = PI_{-1} + a PI_{-1} + b PI_{-1}^2 + c \text{SPL}_{-1-1} - d \text{SETP}_{-1-1}$$

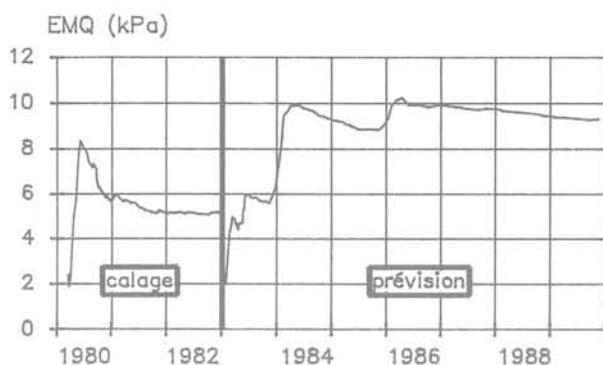


Fig. 3. — Modèle 1 : évolution dans le temps de l'EMQ.

Par ailleurs, le drainage étant lui-même fonction du temps, le pas de temps i entre deux mesures a été introduit dans le modèle :

$$PI = (1 + a) PI_{-1} + b i PI_{-1}^2 + c SPL_{-1-i} - d SETP_{-1-i}$$

PI_{-1} = pression interstitielle mesurée à la date précédente.

i = pas de temps entre deux mesures.

La figure 4 présente les courbes de calage (sur deux années : 1980, 1981) et de prévision (sur huit années) du modèle.

On constate une très nette amélioration par rapport au modèle précédent. En particulier les résultats de la prévision des années 1982 et 1983 (les mesures présentent sensiblement les mêmes pas de temps que celui du calage) sont de très bonne qualité avec un EMQ du même ordre de grandeur que celui du calage (3,8 kPa) soit 38 centimètres d'eau. Les prévisions deviennent

moins bonnes à partir de 1985 date à laquelle les intervalles de temps i entre les mesures ont été nettement plus grands (fig. 5).

On notera qu'une comparaison entre les modèles peut être réalisée en calculant les EMQ des résidus de prévision sur une période de calage comprenant l'ensemble des mesures. L'ajustement entre la pression interstitielle mesurée et celle calculée présente un coefficient de corrélation donné dans le tableau I.

On retiendra que le modèle qui utilise la dernière mesure piézométrique observée (fréquence des mesures de l'ordre de 7 jours) permet de faire des prévisions de très bonne qualité sur une période d'au moins deux ans.

Tableau I. — Comparaison des modèles 1 et 2.

	EMQ (kPa)	R ²	R
Modèle 1	7,0	0,70	0,84
Modèle 2	4,2	0,98	0,99

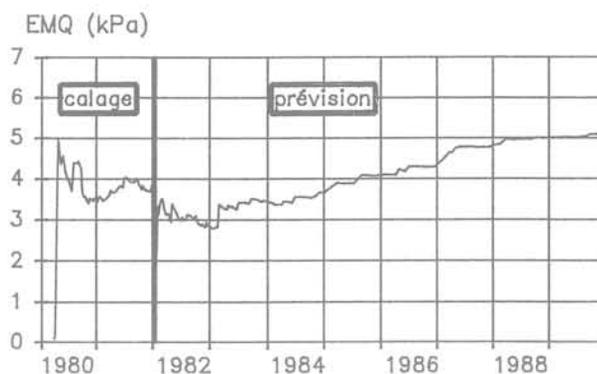


Fig. 5. — Modèle 2 : évolution dans le temps de l'EMQ.

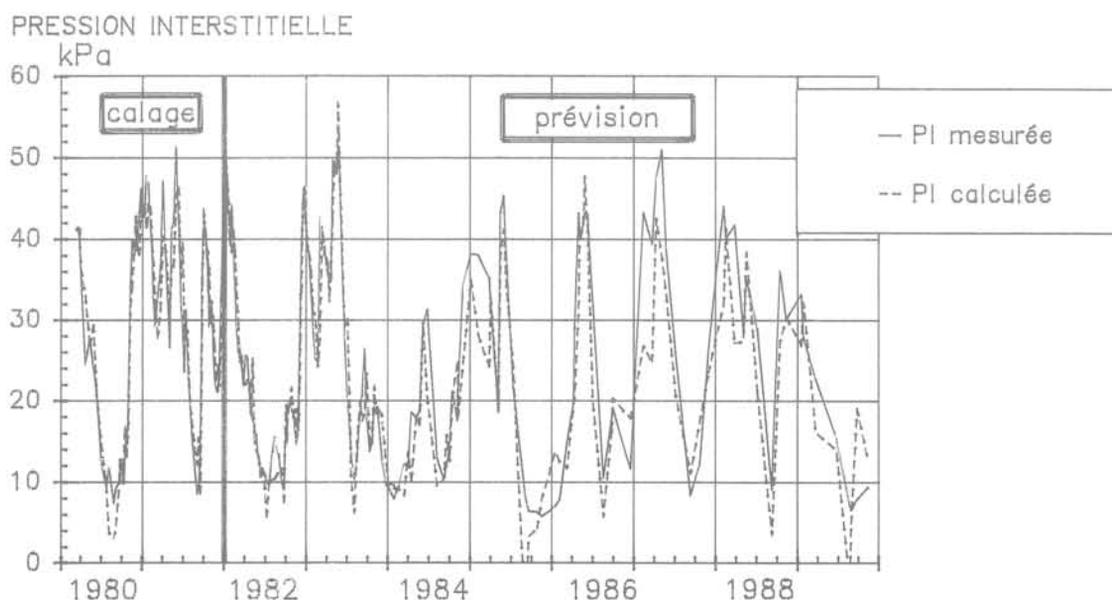


Fig. 4. — Modèle 2 : évolution des pressions interstitielles mesurées et calculées.

3. RELATION PIÉZOMÉTRIE-DÉPLACEMENTS

L'analyse des mouvements conduit à s'intéresser, outre l'amplitude du phénomène, à sa vitesse et même à son accélération.

La figure 6 représente l'évolution des vitesses de déplacements observées en fonction de la hauteur piézométrique. On constate qu'il existe un seuil de pression au-delà duquel les vitesses peuvent brutalement diverger : il est d'environ 50 kPa au point considéré et correspond donc, puisque le piézomètre est situé à 6 mètres de profondeur, à une nappe située à 1 mètre sous le terrain naturel. En deçà, une plage de 10 à 13 kPa conduit à des vitesses plus faibles, puis pour une nappe sensiblement inférieure à 2 mètres de pro-

fondeur, on constate que les mouvements sont pratiquement nuls.

Lors des périodes pluvieuses, les remontées de nappe sont très rapides, parfois brutales et, lors des phases de déplacement, les vitesses mesurées présentent toujours la même allure avec en particulier une valeur de pic (fig. 7) qui se situe, dans le temps, au moment (très court) de la pression interstitielle maximum U_{max} .

On notera sur la figure 7 l'évolution du coefficient de sécurité au glissement d'ensemble au cours de la phase alimentation-drainage.

Il apparaît par ailleurs que la vitesse maximum de déplacement est liée à la valeur initiale U_0 de la pression interstitielle (au début du phénomène de recharge). La figure 8 donne, pour les valeurs de pressions maximum élevées ($U_{max} = 40$ à 50 kPa), les points expérimentaux obtenus dans une relation entre U_{max}/U_0 et la vitesse de déplacement maximum du terrain : il apparaît que, plus la pression interstitielle au début du phénomène de recharge est élevée (rapport U_{max}/U_0 faible et proche de 1), plus la vitesse de déplacement mesurée est élevée.

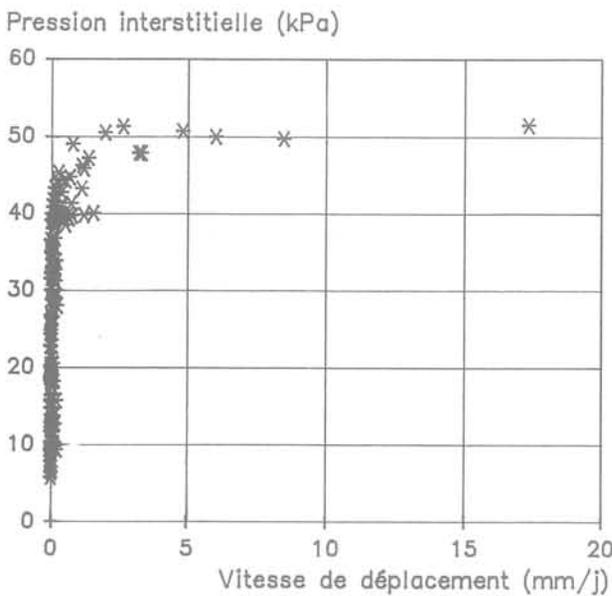


Fig. 6. — Relation pression interstitielle-vitesse de déplacement.

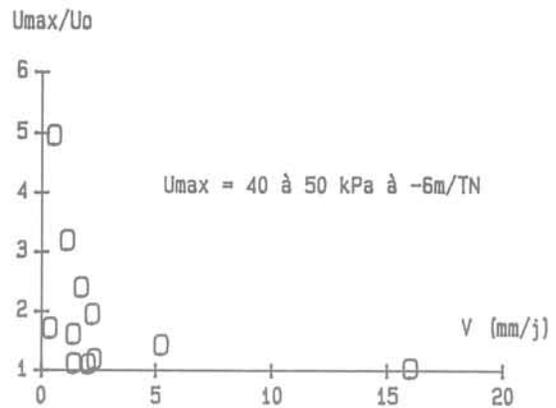


Fig. 8. — Relation U_{max}/U_0 en fonction de la vitesse maximum de déplacement.

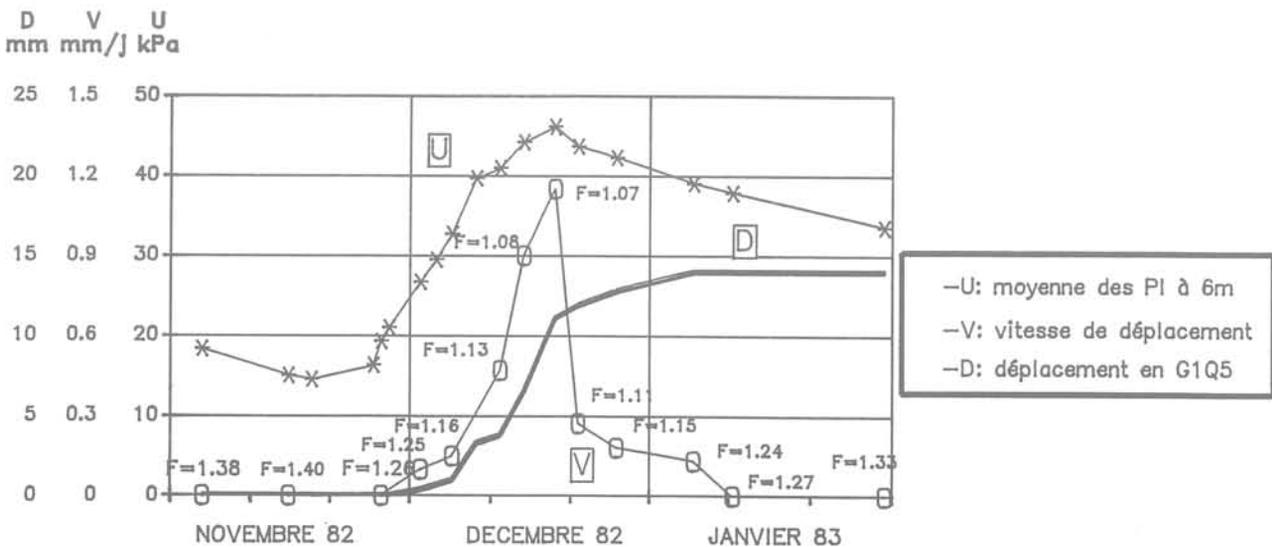


Fig. 7. — Evolution de la pression interstitielle, des déplacements et des vitesses de déplacement.

4. CONCLUSION

Dans l'étude des relations entre les divers principaux facteurs caractérisant un versant argileux instable, on retiendra le modèle purement statistique de type régression linéaire multivariable qui permet de simuler le comportement piézométrique dans de bonnes conditions à partir de la pluviométrie, de l'évapotranspiration, voire de la pression interstitielle mesurée à la date précédente. Il convient de bien apprécier dans cette approche la nature des paramètres utilisés afin de limiter le risque de prise en compte de variables pas tout à fait indépendantes. Pour ce qui concerne les relations piézométrie-déplacements, on retiendra que les mouvements du terrain se produisent à partir d'un certain

niveau de la nappe du versant, les vitesses maximum étant obtenues au moment du pic de pressions interstitielles.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- CARTIER G., POUGET P. (1988), *Etude du comportement d'un remblai construit sur un versant instable. Le remblai de Sallèdes (Puy-de-Dôme)*. Rapport de recherche LPC, 153, 130 p.
- POUGET P., CARTIER G., PILOT G. (1985), *Comportement de remblai construit sur versant instable*. Compte rendu du XI^e CIMSTF, San Francisco, vol. 4, pp. 2345-2348.

NOTE TECHNIQUE

Suivi d'un versant instable à Sainte-Adresse

J.-C. BLIVET

Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Rouen*
CETE Normandie-Centre

Rev. Franç. Géotch. n° 64, pp. 63-65 (juillet 1993)

1. SITUATION ET CONTEXTE GÉOLOGIQUE

Tant au nord qu'au sud de l'estuaire de la Seine, les versants côtiers sont le siège de nombreux glissements de terrain. Sainte-Adresse, située au nord-ouest du Havre, est particulièrement concernée par ces glissements; toute une zone, au sein du quartier résidentiel le « Nice havrais », est affectée par des mouvements qui, actuellement, ont une intensité assez faible.

La figure 1 synthétise les terrains rencontrés :

- au niveau de la mer et jusqu'à une cote + 10 NGF environ, « émerge » le Kimméridgien formé d'argile raide plus ou moins marneuse entrecoupée de bancs de calcaire ;
- de + 10 à 35 NGF se développent les niveaux de sable (de l'Albien) localement chargés d'argile glauconieuse ;
- au-dessus de ces sables et sous la craie du Cénomanién, on rencontre une couche de quelques mètres d'argile compacte du Gault ;
- la craie du Cénomanién à partir de + 45 NGF ;
- le plateau, à + 80 NGF, est constitué de limon et d'argile à silex.

Deux nappes phréatiques intéressent les formations géologiquement en place : la première à la base de la craie au-dessus du Gault, la deuxième à la base des sables, au-dessus du Kimméridgien.

Dans les terrains meubles (argiles et sables) où les glissements sont actifs, la pente moyenne est d'environ 25 %, ce qui correspond à un angle de talus $\beta = 14^\circ$.

2. HISTORIQUE DES MOUVEMENTS

De 1860 à 1881, LENNIER décrit un certain nombre de glissements dans le secteur de Sainte-Adresse. Ainsi, le 30 juin 1866 :

« Les basses falaises, en mouvement depuis près de deux mois commencèrent à descendre vers la mer, en glissant sur les argiles kimméridgiennes. Le même jour, des fentes se produisirent sur le plateau, au-dessus du terrain en mouvement. Le lendemain, 1^{er} juillet, les

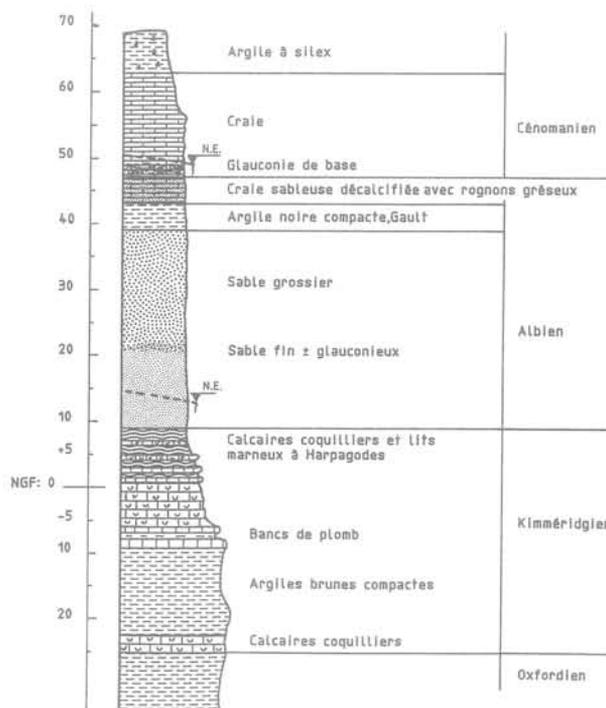


Fig. 1. — Coupe synthétique des terrains au Nice havrais Sainte-Adresse.

fentes s'étaient beaucoup élargies et, à dix heures du matin, une partie considérable de la falaise s'éboulaît avec un bruit sourd... En tombant sur le talus d'éboulement, cette masse de roches en accéléra la marche et toutes les basses falaises, sur une étendue d'environ 500 m depuis la partie nord-ouest des parcs jusque sous les signaux, furent ébranlées par le choc et suivirent le mouvement en avant vers la mer; mais elles s'arrêtèrent bientôt, et les effets de l'éboulement proprement dit furent circonscrits sur le point où il s'était produit. En cet endroit, le talus d'éboulement avait à peu près 200 m de largeur et il se terminait au bord de la mer par un escarpement formé d'argiles et de calcaires kimméridgiens, haut de 5 m taillé à pic. Ces calcaires et ces argiles restèrent complètement étrangers au mouvement. A mesure que le talus d'éboulement avançait, les parties placées en avant étaient précipitées du haut du petit escarpement kimméridgien à la mer; elles y formèrent bientôt un amas considérable. »

* Chemin de la Poudrière, BP 245, 76120 Grand-Quevilly.

Sur ces terrains, résultats de glissements et d'éboulements, DUFAYEL commence des aménagements en 1905 qui comprennent :

- une digue de protection avec épis, le long de la mer ;
- un grand nombre de canalisations de drainage et de captage des sources ;
- des rues, routes et différents niveaux de terrassement pour l'urbanisation.

A quelques exceptions près, ces travaux semblent avoir stabilisé les terrains.

Pendant la guerre de 1939-1945, le site est perturbé : constructions de blockhaus, destruction partielle de la digue et prélèvement de galets sur la côte, ruptures de canalisations d'eau et de drainage, bombardements.

Dès 1944, apparaissent de grands mouvements que l'on peut classer en trois zones (cf. fig. 2) :

- zone A1 : glissement en septembre 1944 ;
- zone A2 : mouvement de 1,60 m en 1944-1945, mouvement de 0,50 m en 1947-1948 ;
- zone B : premiers mouvements en 1947, tassement de 0,80 m en 1948.

Divers mouvements sont signalés au printemps 1948, puis fin 1949, fin 1950...

3. LES GLISSEMENTS ACTUELS

La coupe de la figure 2 schématise la cinématique des mouvements récents.

La zone A1 correspondant au glissement sur l'argile du Gault est cinématiquement distincte de la zone A2 cor-

respondant aux mouvements sur le toit des argiles du Kimméridgien. Le niveau de la nappe dans les terrains de la zone A2 provient, d'une part de la nappe de la craie qui vient se déverser dans ces formations de pentes, d'autre part de la nappe des sables. Des mesures inclinométriques et les observations de terrains ont permis de déterminer les surfaces de rupture dessinées sur la figure 2. Notons, pour compléter cette présentation, quelques caractéristiques des sols rencontrés :

— argile du Kimméridgien : $w_L = 56\%$, $IP = 24$, $\Phi'_{pic} = 25^\circ$, $\Phi_R = 11^\circ$;

— sable : perméabilité $k \approx 10^{-4}$ m/s, dans le forage qui a servi à installer le pendule inverse (dans d'autres zones, beaucoup plus argileuses, les perméabilités doivent être beaucoup plus faibles).

4. INSTRUMENTATION

Un équipement spécifique d'enregistrement de paramètre a été installé en 1989 sur le site de Sainte-Adresse, dans le double objectif : suivre l'évolution des mouvements et tenter des corrélations entre déplacements-pressions interstitielles et pluviosité.

4.1. Les déplacements

Un pendule inverse équipé de deux capteurs potentiométriques de déplacement permet d'obtenir la translation horizontale de la surface du terrain par rapport à un niveau inférieur que l'on sait être stable, grâce aux mesures antérieures des inclinomètres. Le puits nécessaire à la mise en place de ce pendule inverse a 13,20 mètres de profondeur, un diamètre de 0,40 m (il est repéré sur la figure 2), la surface de glissement très franche à cet endroit se situe à 12 mètres de profondeur.

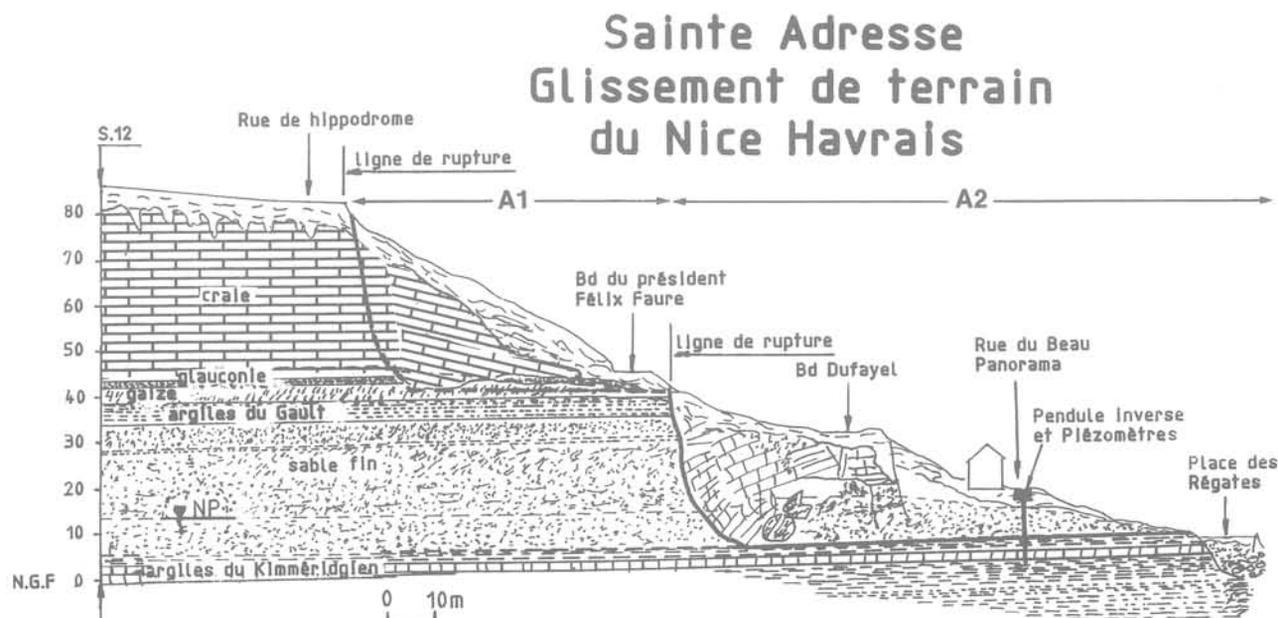


Fig. 2. — Schémas des glissements de terrains.

L'ancrage du câble à la base du puits a été décentré par rapport à l'axe, afin de bénéficier d'une course utile du système de plus de 30 centimètres. Le flotteur, réalisé à l'aide de bouées maritimes, exerce une poussée verticale d'environ 650 N. La cuve métallique est traitée contre la corrosion, elle est partiellement enterrée, l'eau qu'elle renferme contient de l'antigel et en surface une couche d'huile évite l'évaporation.

4.2. Le niveau piézométrique

Il est mesuré dans les sables par un capteur de pression situé dans un tube piézométrique dans le voisinage du puits du pendule.

Les données du déplacement et du piézomètre sont stockées sur place dans une centrale d'acquisition SAMM alimentée par pile. Le fichier est relevé tous les 4 ou 5 mois à l'aide d'un ordinateur portable. L'exploitation se fait au bureau.

4.3. La pluviosité

Elle est fournie par une station météorologique de Météo-France située sur le plateau à quelques kilomètres du site.

La liaison entre les capteurs et la centrale est faite par des fils (quelques mètres). Les paramètres sont relevés et stockés avec une périodicité de 24 heures. Lors du transfert manuel, cette période fixe peut être modifiée. La liaison entre la centrale et le gestionnaire est réalisée périodiquement (2 à 3 fois par an) par un transfert manuel sur ordinateur. Le site est à 90 km par autoroute du Laboratoire.

Après quelques problèmes d'étanchéité du matériel sur le site, l'ensemble fonctionne d'une façon satisfaisante depuis septembre 1989.

5. PREMIERS RÉSULTATS

Les trois graphiques de la figure 3 résument les mesures dépouillées à ce jour. La période d'observation correspond à la sécheresse de ces dernières années : les précipitations mesurées du 1/10/89 au 31/07/91 donnent une moyenne annuelle de 627 mm d'eau que l'on doit comparer à la moyenne annuelle de 800 mm sur les trois dernières décennies. Le déficit en eau se traduit par des variations décimétriques du niveau piézométrique et des déplacements pratiquement nuls.

6. CONCLUSION

L'architecture de l'instrumentation du glissement de Sainte-Adresse est relativement simple. Deux capteurs de déplacement sur un pendule inverse et un capteur de pression d'eau dans un piézomètre fournissent les données, actuellement avec une périodicité de 24 heures, à un boîtier d'acquisition et de stockage installé sur le site. Le stockage est fait en grandeurs physiques. Le transfert de ces informations est réalisé manuellement, deux à trois fois l'an, à l'aide d'un micro-ordinateur portable. Le traitement est effectué au bu-

Sainte Adresse Glissement de terrain du Nice Havrais

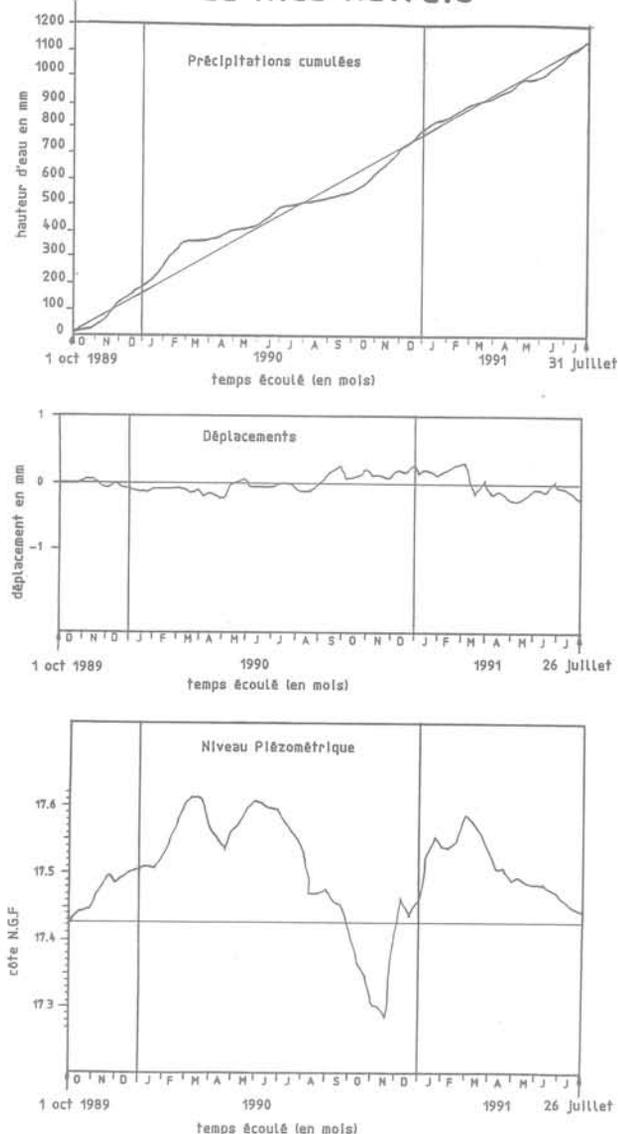


Fig. 3. — Résultats des mesures : précipitations cumulées, déplacements, niveaux piézométriques.

reau. Eu égard à l'objectif principal qui est de fournir les données pour une corrélation déplacement-piézométrie-pluviosité, cet équipement donne entière satisfaction.

L'étude du confortement du site s'oriente vers des drainages profonds des sables, conjugués probablement avec des éperons ayant un rôle mécanique et hydraulique au niveau des argiles du Kimméridgien.

BIBLIOGRAPHIE

- BUISSON M. (1952), *Les glissements de la falaise de Sainte-Adresse*. Annales de l'ITBTP, n° 59, nov. 1952, pp. 1130-1146.

NOTE TECHNIQUE

Versants des collines de la ville de Lyon : méthodologie de la prévention des accidents géotechniques

L. VINET, R. KASTNER, P. LARÉAL, N. MONGEREAU
Laboratoire Géotechnique, INSA de Lyon*

Rev. Franç. Géotech. n° 64, pp. 67-69 (juillet 1993)

1. LES VERSANTS DES COLLINES LYONNAISES

1.1. Présentation

La ville de Lyon est bâtie au confluent du Rhône et de la Saône. Elle compte deux collines principales : La Croix-Rousse et Fourvière, et leurs prolongements. Ces reliefs dominant de 80 à 120 m le cours des eaux. Les versants sont tantôt subverticaux, en pied de talus, tantôt en pente douce, de 25 à 30° en partie haute. Ils sont localement appelés « balmes » selon l'usage régional de ce terme qui par ailleurs signifie plutôt grotte, abris sous roche, surplomb rocheux (cf. baume, beaume). Le territoire communal compte des versants très urbanisés, mais une grande partie sont également boisés ou aménagés en terrasses et jardins.

1.2. Géologie des collines lyonnaises

Le substratum géologique de ces collines est une « osature » granitique et gneissique parfois affleurante en falaises mais le plus souvent masquée par une couverture sédimentaire. Celle-ci se compose de sables fins, molassiques, et d'argiles graveleuses du Miocène helvétien et tortonien, des argiles et cailloutis villafranchiens, des moraines caillouteuses ou argileuses quaternaires et des loess et limons de couverture. Le socle cristallophyllien est très fracturé et altéré en surface ; les sédiments sont compacts mais non consolidés, exceptés quelques grésifications partielles dans les sables molassiques et les cailloutis morainiques (fig. 1).

1.3. Genèse des versants

Les balmes résultent d'un talutage naturel dû à l'enfoncement post-glaciaire du réseau hydrographique Rhône-Saône. Un tel façonnage, sur un substratum en partie meuble, se traduit par un décapage des pieds de versants qui occasionne un déséquilibre de l'ensemble de la pente. Le rééquilibrage s'effectue par une série de petits glissements qui mettent en place, le long du versant un manteau de colluvions où l'on retrouve les ma-

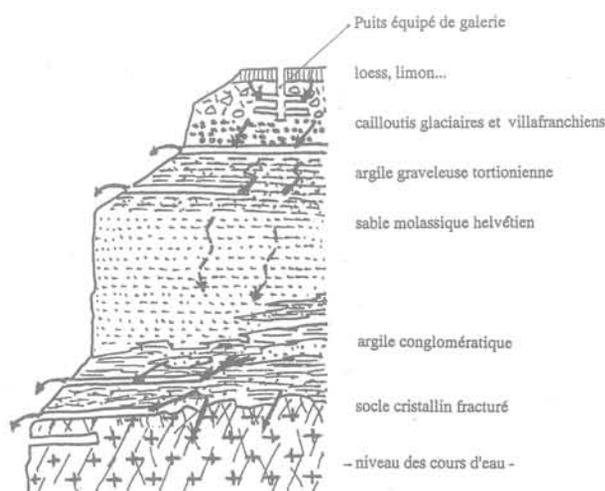


Fig. 1. — Profil synthétique d'un versant de colline à Lyon (Balme) montrant la succession des horizons géologiques, les circulations d'eau et la position des galeries de captage et de drainage.

— circulation d'eau : 
— zones d'émergence : 

tériaux constitutifs du haut des collines. Ainsi la géologie des versants résulte-t-elle tantôt d'un affleurement de couches géologiques en place, tantôt de formations superficielles glissées le long des pentes jusqu'à une époque récente (historique).

Certaines entailles de pied de versants sont aussi d'origine anthropique, ainsi que de nombreux aménagements en terrasses fixés par des murs de soutènements. Dans ces circonstances, l'équilibre des versants dépend de l'état des ouvrages réalisés.

1.4. Hydrogéologie et galeries souterraines

Le toit du Miocène argilo-graveleux soutient une importante nappe perchée qui produit des sources de trop-plein à mi-pente. Ces sources ont été équipées et développées, depuis l'époque romaine, par des galeries de captage qui s'enfoncent sous terre de quelques dizaines à quelques centaines de mètres. Des galeries mo-

* 69621 Villeurbanne Cedex.

dernes (1930, 1950) ont été creusées afin de drainer les collines et faire disparaître les suppressions hydrauliques. Enfin, quelques galeries anciennes n'ont pas de rôle hydraulique reconnu (fig. 1).

2. LES RISQUES GÉOTECHNIQUES

2.1. Les risques géotechniques

Les risques géotechniques identifiés sur le territoire de la commune de Lyon sont liés à des facteurs structurels tels que la pente, la géologie et les états des aménagements humains (soutènements vétustes, galeries effondrées, etc.) et à des facteurs aggravants, tels que des précipitations atmosphériques abondantes, fuite de canalisations d'eau ou travaux imprudents (excavations en pied de mur...).

2.2. Typologie des accidents potentiels et gravité

Plusieurs années d'observations ont permis de dresser une typologie des accidents possibles. Ce sont de classiques *glissements de terrain* affectant les colluvions de pente, des *desquamations* dans les talus de sols fins (sable molassique et loess), des *coulées boueuses*, occasionnées par d'importantes fuites d'eau, des *éboulements* dans les falaises rocheuses de granite et de gneiss aussi que dans des surplombs de poudingues, des *fontis* liés à des effondrements en galeries, des *ruptures de murs* de soutènements et des *venues d'eau*.

L'importance des dégâts observés n'est pas toujours considérable mais la localisation en site urbanisé leur confère une gravité qui s'est quelquefois avérée catastrophique. Les cubages déplacés sont de quelques mètres cubes à quelques centaines de mètres cubes et les victimes ont été de 40 et 30 en 1930 et 1932 et de trois en 1977.

Quant aux dommages matériels, ils sont souvent tels que des particuliers ne peuvent y faire face.

3. PRÉVENTION

3.1. A travers les âges

Les habitants des balmes ont cherché à s'affranchir des mouvements de terrain et chutes de matériaux en équipant les pentes de nombreux murs de soutènements ou de placage dont certains de grande hauteur.

3.2. Depuis 1930, date de la catastrophe de Fourvière

En 1930, le maire de l'époque charge une « Commission des Balmes » d'étudier les causes de la catastrophe du mois de novembre (30 morts) et, bientôt, d'étudier

les conditions de stabilité des versants des collines de la ville.

Vers 1950, une première *cartographie des zones menacées* voit le jour pour la colline de la Croix-Rousse.

3.3. Depuis 1977

En 1977, la Commission est réactivée, et en 1979 s'amorce une politique de visites systématiques des zones à risque dont une cartographie est dressée en 1982 pour toute la commune : zones rouges à risque géologique fort et zones oranges à risque géologique atténué.

Depuis, parallèlement au traitement des accidents, la Commission effectue de la prévention par l'examen des permis de construire et par des visites systématiques sur le terrain.

Les permis de construire des opérations situées en zones rouges et oranges sont examinés par la Commission après leur obtention : elle donne son avis sur le principe des fondations et le respect des conditions de stabilité d'ensemble du versant. Les points examinés sont les suivants :

- drainage des parties enterrées et conservation des écoulements ;
- adaptation des fondations aux caractéristiques du terrain ;
- satisfaction de la structure à la « condition de fontis » : qu'elle soit calculée pour résister à l'apparition inopinée d'une cavité souterraine de 2 m² en quelque point que ce soit du sous-sol ;
- sauvegarde de la stabilité des mitoyens, terrains ou constructions et de l'ensemble du versant.

Les visites se font systématiquement par secteurs situés en zones rouges et oranges : terrain et bâtiments sont décrits, les renseignements géologiques et hydrogéologiques sont collectés, et les indices ou facteurs d'instabilité sont notés ; une évaluation est dressée et, si besoin est, des travaux de mise en ordre sont demandés par courrier spécial.

Enfin des visites ponctuelles sont effectuées sur toute demande des habitants.

4. DÉVELOPPEMENTS APPORTÉS A LA MÉTHODOLOGIE ACTUELLE

4.1. Une fiche de saisie doublée d'un indice chiffré de risque

Dans le but de donner aux opérations de saisie et d'archivage un caractère exhaustif et objectif, le repérage sur le terrain s'effectue grâce à une fiche normalisée de saisie qui permet de décrire toutes les caractéristiques physiques du terrain pouvant concerner la stabilité.

Il est joint à ce descriptif des chiffres qui expriment l'impact de chaque élément sur la stabilité de l'en-

semble. Le total des indices renseigne sur l'appréciation globale de la propriété visitée qui peut ainsi être classée comme présentant ou non des indices suspects et comme devant ou non être surveillée, faire l'objet d'une visite complémentaire ou d'une mise en demeure d'exécuter des travaux d'urgence, etc.

4.2. Un système informatisé d'archivage et de gestion de la prévention

Actuellement, les informations collectées figurent dans des dossiers et dans un système de fiches cartonnées. Les données sont ainsi très dépendantes de la mémoire des agents de secteurs et sont difficiles à extraire spécifiquement. Un outil informatisé est en cours de réalisation. Il réunit les caractéristiques suivantes :

- a) une base de données adresse par adresse issue des fiches de saisie normalisées avec leur complément chiffré ;
- b) une base de données générales portant sur la géologie, les facteurs de risques, les éléments de la prévention, etc. ;
- c) un outil de gestion de la prévention par une bibliothèque de courriers-type en liaison avec le fichier adresse et le contenu des fiches.

Ce système ne supprime pas les dossiers, mais permet d'extraire rapidement les informations ou de rechercher localement les causes d'un incident et, surtout, de dégager du temps de présence sur le terrain en donnant un caractère quasi automatisé à un certain nombre de tâches administratives.

En effet, la pierre angulaire de la prévention municipale en matière de risques d'instabilité des versants repose sur la présence sur le terrain qui aboutit à une connaissance réciproque habitants-agents techniques et à une sensibilisation sur tous les facteurs structurels ou accidentels qui concernent ces risques.

5. CONCLUSION

Actuellement la prévention des risques géotechniques d'instabilité des versants des collines de la ville de Lyon s'appuie sur une cartographie des zones à risque qui permet, au sein de ces zones, de contrôler les permis

de construire, d'effectuer des visites systématiques et des visites au rythme des incidents. Des actions de traitement sont également effectuées par la municipalité sur son domaine ou dans le domaine privé lorsque les habitants sont insolubles et qu'il s'agit de confortements lourds.

Cette action sera rendue plus efficace encore par la réalisation d'un outil informatisé de gestion des connaissances et des actes administratifs afférents à ces problèmes. Cette base de données comportera des informations locales, générales et une branche fonctionnelle. Elle comporte notamment l'application d'un indice chiffré indiquant la stabilité de la propriété et permettant de faire une gestion globale des risques repérés.

BIBLIOGRAPHIE

- LARÉAL P., MONGEREAU N., VINET L. (1983), *Balmes de Lyon : note géotechnique*. Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, décembre 1983.
- LARÉAL P., MONGEREAU N., VINET L. (1988), *Risque géotechnique en site urbain. Exemple de la ville de Lyon*. 2^e Entretiens du Centre Jacques-Cartier, Montréal, 14^e Colloque.
- MONGEREAU N., LARÉAL P. (1983), *Bilan hydrogéologique des collines de la ville de Lyon. Exemple de la colline de la Croix-Rousse*. 2^e Journées universitaires de Mécanique des Sols Appliquée, Nancy, p. 351-357.
- MONGEREAU N., SANGLERAT G., DAVID L., MILLERS H. (1985), *Mouvements de terrain en zone urbaine : exemple de la ville de Lyon*. Bull. Ass. Internat. Géol. Ing., n° 31, p. 95-103.
- MONGEREAU N., VINET L. (1984), *Balme du 13-16, cours d'Herbourville : note géologique*. INSA Lyon, octobre 1984, 8 p., 5 fig., 6 pl. photo.
- RUSSO P. (1964), *Géologie et hydrologie appliquées à l'urbanisme dans les collines lyonnaises*. Tome 1 : La Croix-Rousse. Lyon, Audin et Cie, 201 p.
- VINET L. (1991), *Typologie et prévention des risques et accidents géotechniques en site urbain : les collines de la ville de Lyon entre 1977 et 1990*. Thèse doctorat, INSA Lyon, 91 ISAL. 62-335 p.

Information

L'Assemblée générale 1993 de l'AITES s'est tenue à Amsterdam en liaison avec le congrès international "Options for Tunnelling". A cette occasion, ses groupes de travail se sont réunis, et on trouvera, ci-dessous, les titres et les noms des animateurs.

- n° 2 « Recherches »
Animateur : J. de la Menardière (France)
Vice-Animateur : Y.H. Takano (Japon)
 - n° 3 « Pratiques contractuelles dans les travaux en souterrains »
Animateur : M. Salter (Etats-Unis)
 - n° 4 « Utilisation du sous-sol »
Animateur : M. Barker (Etats-Unis)
 - n° 5 « Salubrité et sécurité pendant la construction »
Animateur : N.M. Krige (Afrique du Sud)
 - n° 6 « Entretien et réparation des ouvrages souterrains »
Animateur : A.J. Howard (Royaume-Uni)
 - n° 7 « Dimensionnement pour le stockage de déchets »
Animateur : H. Duddeck (Allemagne)
 - n° 11 « Tunnels immergés et flottants »
Animateur : P.C. van Milligen (Pays-Bas)
Vice-Animateur : A. Gursoy (Etats-Unis) (représentant)
 - n° 12 « Utilisation de béton projeté »
Animateur : T. Franzén (Suède)
 - n° 13 « Avantages directs et indirects de la réalisation d'ouvrages souterrains »
Animateur : J.P. Godard (France)
 - n° 14 « Creusement mécanisé »
Animateur : S. Kuwahara (Japon)
-

DISCUSSION SUR « Les fonds injectés dans la craie parisienne » de L. PAREZ (RFG N° 63)

par Yaël IAGOLNITZER
Bachy, France

Rev. Franç. Géotech. n° 64, pp. 71-77 (juillet 1993)

Nous avons lu avec grand intérêt l'article de L. Parez sur les fonds injectés dans la craie parisienne paru dans le numéro 63 de la *Revue Française de Géotechnique*. Il met en lumière certains points essentiels de la réussite d'un radier injecté dans cet horizon géologique complexe que l'on peut caractériser ainsi : un matériau hétérogène, composé de blocs pris dans une gangue plus ou moins marneuse, et pourtant très perméable ; un matériau enfin où le coulis de bentonite-ciment arrive, grâce à la compétence du personnel de chantier et au respect de dispositions précises, à former une barrière efficace au passage de l'eau en divisant la perméabilité du matériau par plus de 100.

Face à un sol aussi délicat, que l'on traite en aveugle par une technique non moins délicate, on ne peut que louer L. Parez pour ses recommandations rigoureuses qui ciment les principales caractéristiques d'un radier injecté dans la craie : dimensionnement vis-à-vis des débits et du soulèvement du fond de fouille, maillage, interface radier/paroi moulée ou structure, ...

Afin d'illustrer l'article de L. Parez par des exemples concrets, nous présentons ci-après trois chantiers récents dont les coupes-types et schémas de maillage d'injection se trouvent sur les figures 1 à 11 :

— SU1, Centre de recherche de l'Aérospatiale (1989-1990)

ZAC Louis-Blériot, Suresnes ;

— Îlot F1, nouveau siège de TF1 (1989-1990)

ZAC du Point-du-Jour, Boulogne-Billancourt ;

— Axe-Seine, bât. EFG (1990)

Issy-les-Moulineaux.

Sur ces trois chantiers, les mesures de perméabilité de radier ont montré des valeurs très satisfaisantes, inférieures à 2.10^{-6} m/s.

L'observation des schémas de maillage d'injection (fig. 1, 4, 7 et 9) amène les remarques suivantes : la maille d'injection est comprise entre 2,65 m et 2,80 m. Une seule ligne périphérique assure un collage efficace à la paroi moulée ; elle est distante de 1 m à 1,50 m de cette dernière et l'espacement entre forages est de 2 m. La distance à la deuxième ligne varie de 2 m à 2,75 m.

La présence d'un maillage renforcé (1,72 m par 1,84 m et même moins) sur le chantier de TF1 s'explique par la présence de tirants provenant des travaux de la fouille adjacente, comme le montre la figure 8. Leur sectionnement en force à la benne (après leur désactivation) pendant la phase de réalisation de la paroi moulée avait en effet provoqué la fissuration de leurs bulbes de scellement et la désorganisation du terrain ambiant, formant ainsi toute une zone de chemins privilégiés pour le passage de l'eau.

Outre les trois chantiers présentés, de nombreuses autres réalisations de radiers injectés dans la craie ont suivi des dispositions analogues avec des résultats tout aussi satisfaisants, comme le montre le tableau I.

L'objet des présents commentaires n'est évidemment pas d'opposer les écarts de la pratique de l'entreprise Bachy aux valeurs proposées par L. Parez. En effet, ces dernières, en tant que bornes inférieures des valeurs pratiquées par la profession, peuvent servir de règle générale permettant de garantir le succès d'un radier injecté dans la craie. Les valeurs présentées ici ont montré leur efficacité dans le cadre d'une pratique liée à une expérience et à un savoir-faire propre.

Le développement des points suivants, se rapportant aux caractéristiques de l'injection, à la méthodologie d'exécution et au dimensionnement, résume cette pratique et apporte parfois un complément à l'article de L. Parez :

1. Maillage d'injection

Dans la craie, le maillage d'injection est compris entre 2,65 m et 3 m (tableau I).

2. Injection périphérique

En périphérie de la fouille, la maille est toujours resserrée, comme le préconise L. Parez, afin d'assurer un bon collage entre le radier et la paroi. C'est une des mesures essentielles à la réussite d'un radier d'une manière générale. La réalisation de ce collage constitue une opération préalable à l'injection, afin de bloquer cette zone de déperdition préférentielle de coulis.

Tableau 1. — Différents radiers injectés dans la craie parisienne.

Nom du chantier	Localisation	GÉOMÉTRIE		INJECTION	DATE	RÉSULTAT
		Surface (m ²)	Ep. radier (m)			
Aérospatiale SU1 SU2	Suresnes	3 800	3,0	2,80	1989	< 2.10 ⁻⁶
		5 120	3,0	2,80	1992	< 2.10 ⁻⁶
TF1	Boulogne	7 620	3,0	2,65	1989-1990	< 2.10 ⁻⁶
D1	Boulogne	1 440	3,0	2,65	1990	< 2.10 ⁻⁶
Axe SEINE Bât ABC Bât D Bât EFG Bât H	Issy-les-Moulineaux	4 400	2,5	3,00	1988	< 3.10 ⁻⁶
		1 670	3,0	2,75	1989	< 2.10 ⁻⁶
		3 870	3,0	2,75	1989-1990	< 2.10 ⁻⁶
		1 715	2,0	2,85	1990	< 2.10 ⁻⁶
Rossini	Paris	3 040	3,0	2,80	1991-1992	< 2.10 ⁻⁶

Une ligne périphérique s'avère suffisante, distante de 1 à 1,5 m de la paroi, les forages y étant espacés de 2 m environ, et l'espacement avec la deuxième ligne étant inférieur à la maille courante.

3. Epaisseur du radier

L'épaisseur du radier est souvent une valeur arbitraire tirée de l'expérience. On remarque d'après le tableau 1 que les épaisseurs de radiers dans la craie, utilisées par l'entreprise sont assez homogènes, 3 m, exceptionnellement 2,5 m. Il est possible, plus généralement, de fixer des limites à l'épaisseur d'un radier injecté : trop épais, c'est-à-dire au-delà de 5 à 6 m, le prix de revient devient trop élevé. A l'inverse, une épaisseur minimale de 1,5 à 2 m est nécessaire afin d'assurer la présence d'une lamelle de terrain injecté uniforme et continue.

4. Radiers de profondeur variable

L'exemple de la zone d'injection renforcée sur le chantier de TF1 (figure 7) est un cas rare qui a cependant le mérite de montrer la souplesse d'adaptation de la technique de l'injection aux obstacles souterrains. De plus, la forme « en escalier » que l'on peut observer sur l'exemple se retrouve assez fréquemment, notamment lors de variations sensibles du niveau de fond de fouille. Dans quelque horizon que se trouve le radier, mais à plus forte raison dans la craie, il convient de s'assurer que les venues d'eau horizontales au droit de la « marche » sont bien bloquées. On retiendra un minimum de trois lignes injectées entre les niveaux extrêmes.

5. Phasage d'injection en plan

La réalisation du radier est toujours conduite suivant un phasage d'injection « primaire-secondaire » d'une maille lâche dans un premier temps (1 forage sur 2).

Cette méthodologie permet, lors de l'injection des forages secondaires, de vérifier l'efficacité du traitement grâce à l'enregistrement des paramètres : on doit en effet observer une montée en pression due à l'agencement assuré par les forages primaires. L'analyse des paramètres d'injection permet le cas échéant de décider la reprise du traitement dans des zones suspectes.

6. Phasage d'injection au droit d'un forage

Dans la craie, le fond injecté est réalisé en deux phases, un toit et un cœur. Le toit, réalisé en premier, permet le blocage des déperditions de coulis, qui se fait vers le haut, le coulis circulant de façon préférentielle vers les zones les moins comprimées.

7. Quantités de coulis

Les quantités de coulis utilisées se trouvent toujours dans les limites inférieures de celles indiquées par L. Parez.

8. Calcul de stabilité du fond de fouille

Pour les radiers exécutés en deux phases, le calage du radier s'effectue en fonction des couches géologiques ainsi que d'un calcul de stabilité du fond de fouille basé sur les hypothèses suivantes :

- la perte de charge s'effectue en partie basse du fond injecté ;
- la fouille est supposée ouverte et vide ;
- le niveau de nappe pris en compte est celui des hautes eaux, à moins d'une prescription différente du maître d'ouvrage ;
- il est usuel d'admettre un coefficient de sécurité de 1,05 sur les masses volumiques des terrains.

AEROSPATIALE SU1

DETAIL 1

IMPLANTATION DES FORAGES

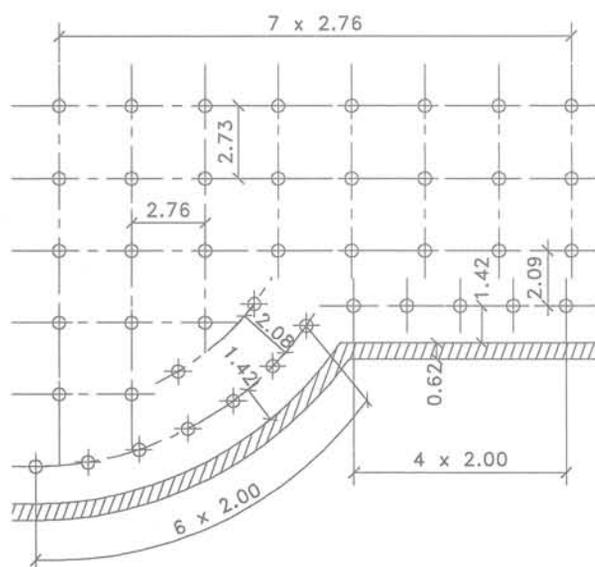


fig. 1

COUPE TYPE

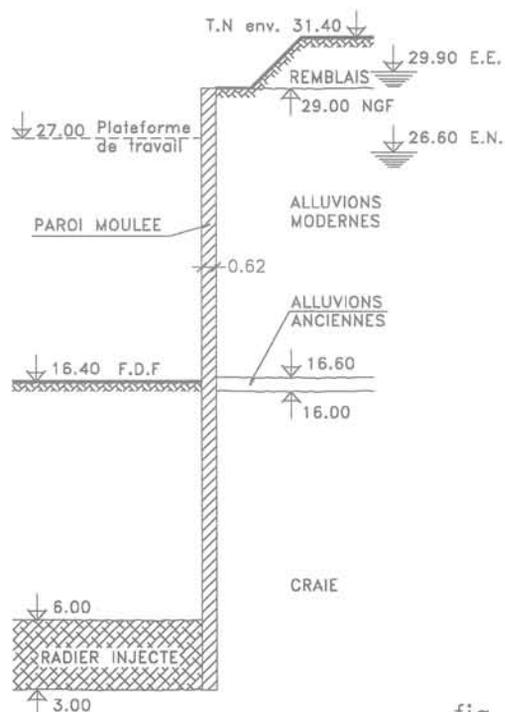
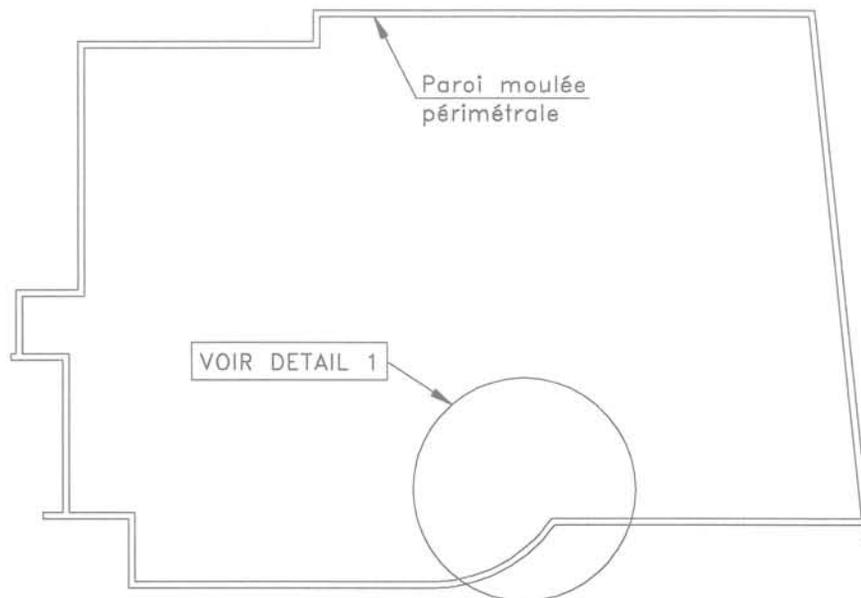


fig. 2

VUE EN PLAN



Périmètre extérieur : 275 m

Surface : 3756 m²

Echelle : 0 10 20 30m

fig. 3

TF1

DETAIL 1
IMPLANTATION DES FORAGES

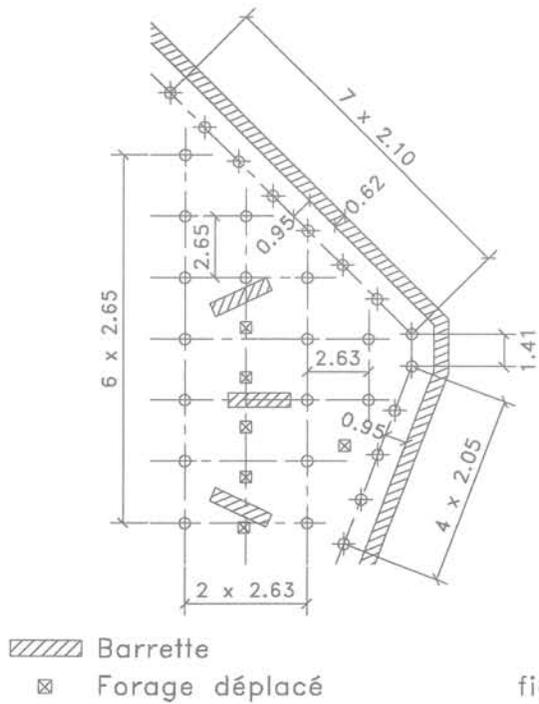


fig. 4

COUPE TYPE

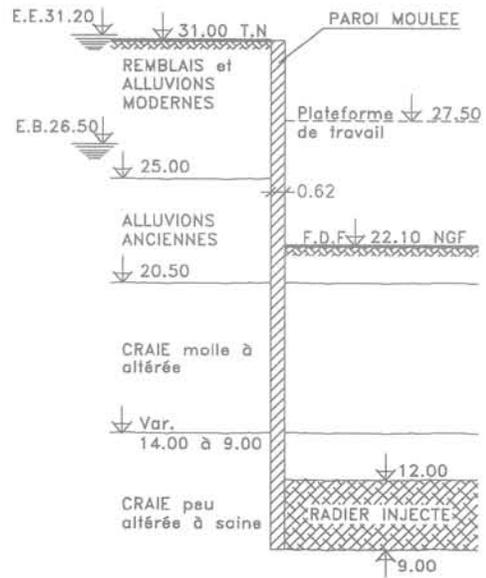
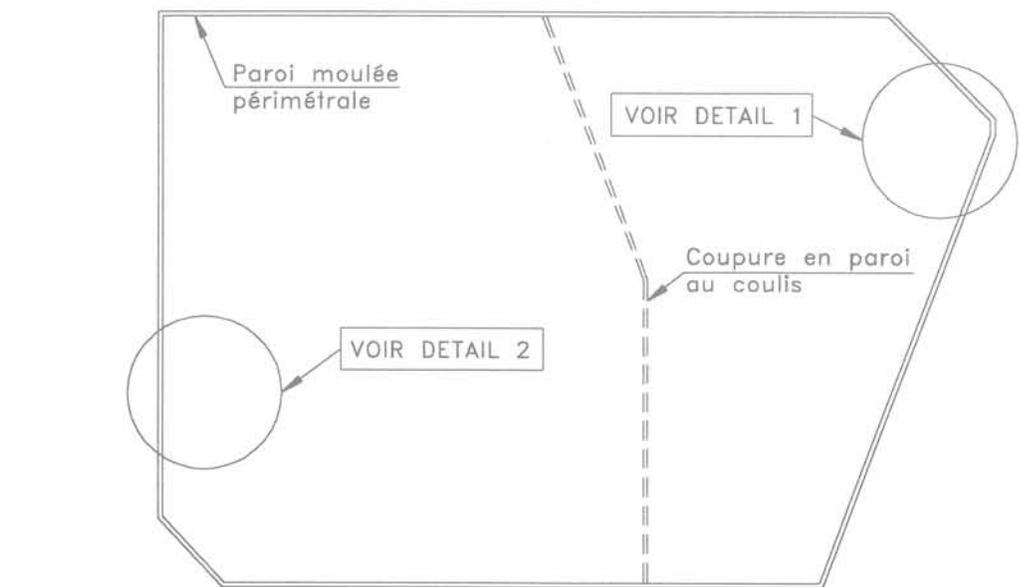


fig. 5

VUE EN PLAN



Périmètre extérieur : 347 m
 Surface : 7588 m²

Echelle : 0 10 20 30m

fig. 6

TF1

DETAIL 2

IMPLANTATION DES FORAGES (Zone Renforcée)

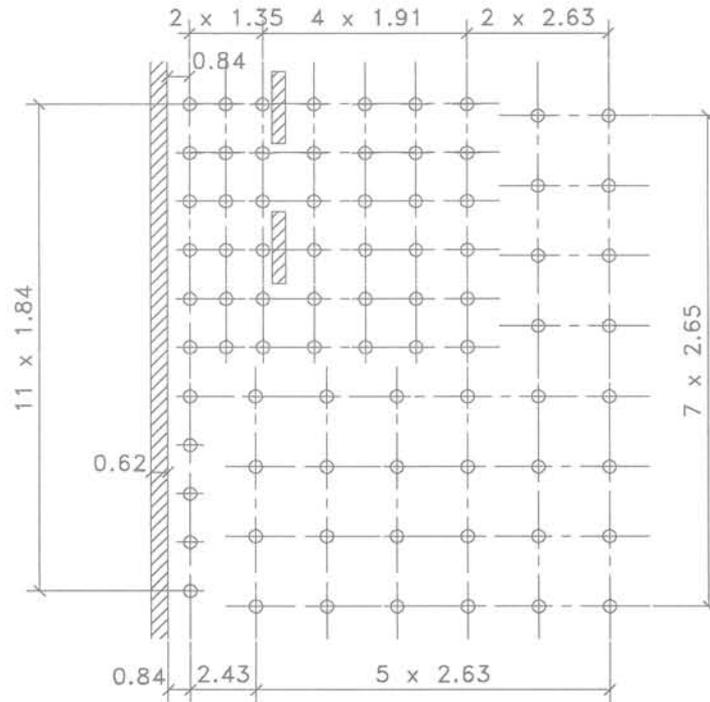


fig. 7

COUPE TYPE (Zone Renforcée)

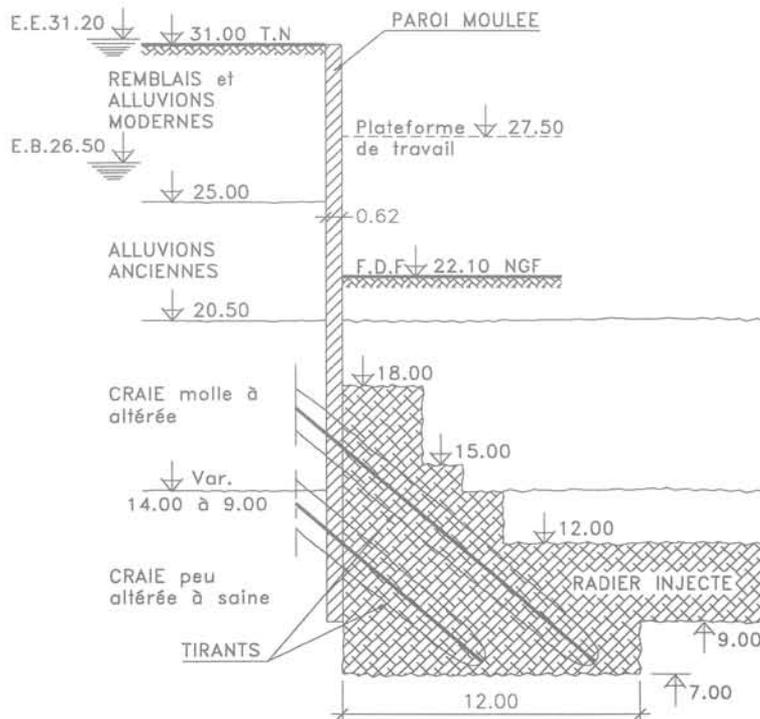


fig. 8

AXE SEINE BAT. E.F.G

DETAIL 1 IMPLANTATION DES FORAGES

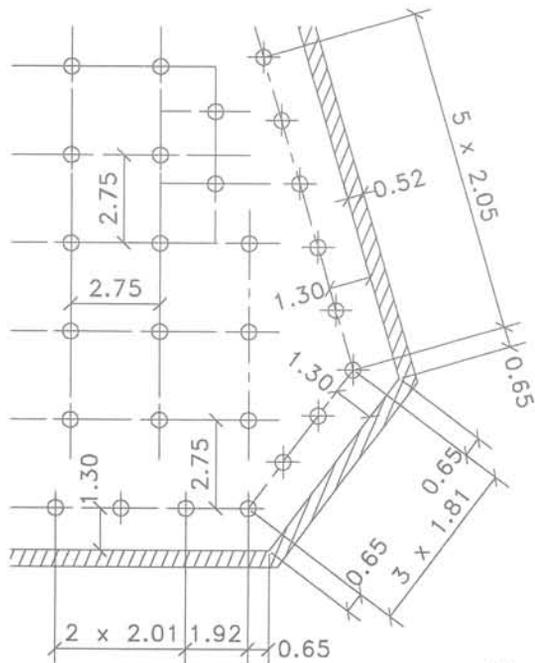


fig. 9

COUPE TYPE

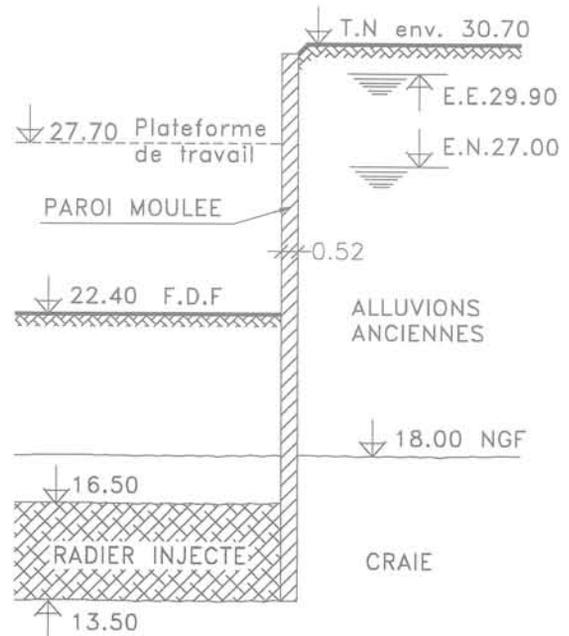
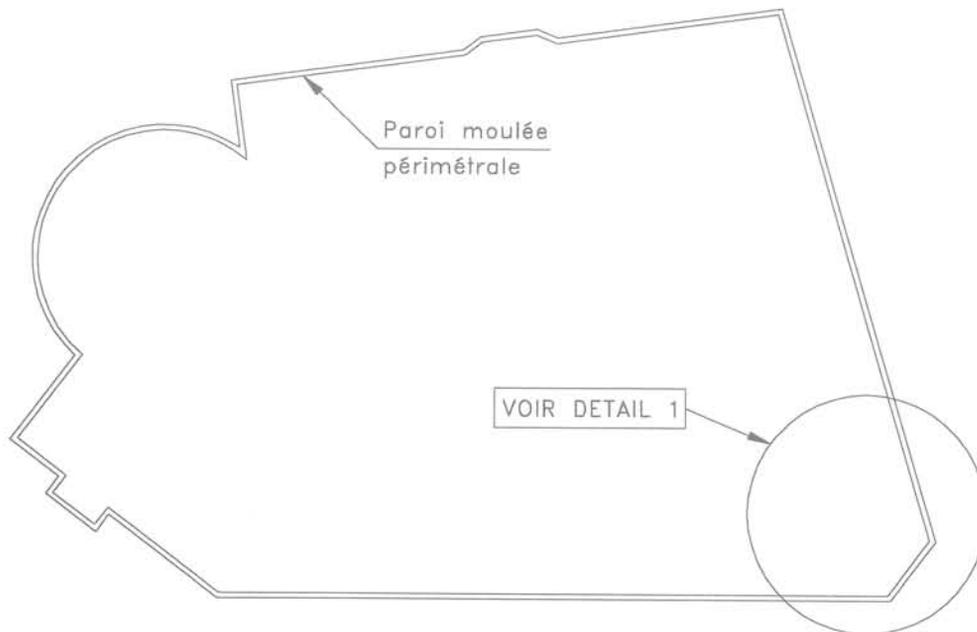


fig. 10

VUE EN PLAN



Périmètre extérieur : 266 m
Surface : 3923 m²

Echelle : 0 10 20 30m

fig. 11

Ce calcul à l'équilibre comporte, outre la sécurité sur les masses volumiques, un coefficient de sécurité naturel provenant de plusieurs facteurs :

— la pression d'eau sous le radier est surestimée, la perte de charge due à l'écoulement de l'eau vers la fouille n'étant pas prise en compte. En effet, la réalisation d'un radier implique le pompage permanent d'un débit résiduel devant rester dans des limites économiques acceptables ;

— ces calculs de stabilité sont menés par des niveaux de nappe hautes eaux, dont la probabilité d'occurrence en phase de terrassement au fond de fouille avant réalisation de l'infrastructure est faible (cette probabilité augmentant naturellement avec la durée d'ouverture de la fouille) ;

— l'effet stabilisateur de la paroi moulée et la résistance du terrain traité, d'autant plus importants que la fouille est étroite, sont rarement pris en compte.

L. Parez propose deux calculs, l'un supposant un niveau de perte de charge en partie haute du fond injecté associé à un niveau de crue chantier, l'autre avec la crue maximale et le poids mort du bâtiment s'il est réparti sur le fond de fouille. Par rapport au calcul exposé ci-dessus, cela implique souvent un approfondissement du radier et, par conséquent, une surprofondeur équivalente de paroi moulée sur toute sa périphérie, dans la mesure où, comme L. Parez l'a très justement indiqué dans son article, la base de l'un et de l'autre doivent être au même niveau.

Par ailleurs, pour les radiers réalisés en trois phases, comme c'est le cas dans les alluvions, le niveau de perte de charge est pris au niveau inférieur de la partie médiane. Le toit et la base de ces radiers dénommés « sandwich » sont traités avec des coulis granulaires moyennement pénétrants, et délimitent la partie médiane qui est alors injectée avec des coulis plus péné-

trants. La différence de perméabilité entre cette partie médiane et la base justifie, dans ce cas, l'hypothèse d'une perte de charge au niveau intermédiaire pris en compte.

9. Comportement des radiers à long terme

Ajoutons encore qu'à long terme, on observe généralement une diminution des débits résiduels, liée à un phénomène de colmatage du radier, complété par la recompression du terrain sous la charge de l'ouvrage.

Il convient d'évoquer les progrès réalisés dans le domaine de l'injection, notamment avec les systèmes informatiques de gestion développés récemment. Ainsi, le système EPICEA permet de piloter le traitement en fonction d'instructions préenregistrées telles que le choix du coulis, l'asservissement débit-pression des presses, ou leur arrêt sur des critères d'absorption. L'acquisition et le stockage des paramètres d'injection (pression, débit, volume) permet ensuite leur exploitation et leur interprétation grâce à une visualisation en temps réel sur écran dans un premier temps, mais également grâce à des traitements graphiques et statistiques. Ainsi peuvent être visualisés, entre autres, diagraphies de zones injectées, diagrammes des volumes absorbés en liaison avec les pressions, histogrammes de répartition des volumes, ou encore perspectives en 3-D pour les cas géométriques complexes. Cependant, malgré l'importance que constituent ces apports pour la technique de l'injection, celle-ci reste dans une certaine mesure empirique et difficile à théoriser. Ainsi, aucune formule ne permet à ce jour de relier les quantités injectées aux débits résiduels, ... et aucun système informatique ne remplacera les injecteurs, sans l'expérience, le sens et le doigté desquels, les radiers injectés ne sauraient voir le jour.

ACHEVÉ D'IMPRIMER
SUR LES PRESSES DE
L'IMPRIMERIE CHIRAT
42540 ST-JUST-LA-PENDUE
EN JUILLET 1993
DÉPÔT LÉGAL 1993 N° 7949

IMPRIMÉ EN FRANCE

