

Sommaire

REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE
N° 82
1^{er} trimestre 1998

Boulance, érosion interne, renard. Les instabilités sous écoulement
A. MONNET 3

Mesure de la perméabilité des argiles sous contrainte
et température
M. KHEMISSA 11

Abandon des cavités salines
P. BÉREST, B. BROUARD, G. DURUP 23

Une nouvelle approche de la stabilité des remblais sur sols mous
traités par colonnes ballastées
A. DHOUB, M.P. GAMBIN, S. JACQUEMIN, B. SOYEZ 37

Expérimentation et modélisation de structures en sol renforcé
par un géotextile tridimensionnel alvéolaire
Ph. REIFFSTECK 49

Calcul global en éléments finis d'un portique tridimensionnel fondé
sur un massif d'argile
V. NASRI, J.-P. MAGNAN 63

Étude expérimentale de l'effet de la proximité d'un talus
sur les courbes de réaction P-Y des pieux chargés latéralement
S. MEZAZIGH, D. LEVACHER, J. GARNIER 73

CONSEIL DU COMITÉ DE LECTURE

Dans le but de rendre plus transparent le fonctionnement du comité de lecture de la *Revue française de géotechnique*, un Conseil du comité de lecture a été établi paritairement entre les trois comités français de Mécanique des sols, de Mécanique des roches et de Géologie de l'ingénieur. Le rôle de ce Conseil sera de choisir et d'orienter chaque article reçu par la *Revue* vers deux lecteurs particulièrement compétents en fonction des sujets traités.

La composition du Conseil du Comité de Lecture est la suivante :

- pour la Mécanique des sols :
G. AUVINET
E. FLAVIGNY
J. SALENÇON
F. SCHLOSSER
- pour la Mécanique des roches :
E. DETOURNAY
Y. GUEGUEN
M. PANET
G. VOUILLE
- pour la Géologie et l'ingénieur :
R. COJEAN
J.-L. DURVILLE
J.-L. GIAFFERI
A. PARRIAUX

L'actuel directeur de la *Revue française de Géotechnique* saisit cette occasion pour citer tous ceux qui l'ont assisté bénévolement dans cette mission essentielle pour le rayonnement de la *Revue*, et c'est pour lui un plaisir de remercier MM. AMAR, AURIAULT, BAGUELIN, BENAMAR, BERGUES, MME BERNAUD, MM. BÉREST, BIAREZ, BILLAUX, BORDES, BOULON, BRULOIS, DE BUHAN, CORDARY, DELAGE, DORMIEUX, DUFFAUT, DUPEUBLE, FEUGA, FRANK, FRY, GAMBIN, GARNIER, GARY, MME GENTIER, MM. GHOREYCHI, ISNARD, LECA, LONDE, LUONG, MAGNAN, MALATRAIT, A. MONNET, J. MONNET, PANET, PIGUET, PHILIPPONNAT, PICARD, POUYA, RADENKOVIC, ROUSSET, SALENÇON, SCHLOSSER, SHAHROUR, SIRIEYS, SU KUN, TCHENG, THOREL, TOURET, VOUILLE, WEBER et probablement quelques autres dont les noms sont égarés dans les archives des 82 premiers numéros de la *Revue française de Géotechnique*.

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Directeur de la Publication : P. Habib

Président du Comité de Direction : J. Lagardère

Comité de Direction : M. Londez, P. Berest, J.P. Tisot (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

Revue trimestrielle

Abonnement 1998 (numéros 82 à 85) franco : 680 F

Prix au numéro franco : 180 F (valable également pour les numéros anciens)

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

Sommaires des numéros anciens sur demande.

Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées

28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris - Tél. : 01 44 58 27 40

Publicité : OFERSOP 8, bd Montmartre, 75009 Paris - Tél. : 01 48 24 93 39

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

N° d'imprimeur : 30287. Dépôt légal : avril 1998

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

(©) 1998

Commission paritaire n° 60855

ISSN 0181 — 0529

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.

Boullance, érosion interne, renard. Les instabilités sous écoulement

A. MONNET

*Soletanche Bachy,
6, rue Watford,
92000 Nanterre*

Résumé

L'analyse approfondie d'une belle série d'essais réalisés par Skempton et Brogan sur des sols granulaires au sujet des risques d'entraînement permet de mettre en évidence l'existence d'un gradient critique de renard.

Ce gradient critique et indépendant du gradient critique de boullance établi par Terzaghi.

La combinaison de l'analyse des entraînements et de l'utilisation des deux types de gradient critique ouvre la possibilité d'une prévision du comportement des matériaux granulaires sous écoulement.

Boiling, washing out, piping. Internal stability under water flow

Abstract

A careful analysis of an interesting set of experiments completed by Skempton et Brogan about washing out in granular soils allows to qualify a piping critical gradient. The critical piping gradient and the critical boiling gradient established by Terzaghi are not related.

Using the washing out analysis and the two critical gradients, the actual internal stability of granular soils could now be estimated.

Présentation

La majorité des accidents sur les ouvrages géotechniques sont en rapport avec les effets de l'eau, et parmi ceux-ci, une proportion importante résulte de l'apparition de renards qui sont eux-mêmes le plus souvent la conséquence d'une érosion interne. Mais la prévision de ces phénomènes n'est pas évidente et il règne une grande confusion dans la description des mécanismes en jeu.

Une série d'essais réalisés par Skempton et Brogan (1994) avait pour objectif de vérifier la validité du critère d'érosion interne de Lau et Kenney. En introduisant dans l'analyse l'hypothèse que le renard est une localisation de l'écoulement dont l'apparition est commandée par un gradient critique, il est possible de quantifier l'apparition de la rupture dans tous les essais de Skempton et Brogan. La rupture se produit par boulance lorsque le gradient critique de Terzaghi est inférieur au gradient critique de renard, et par renard dans le cas contraire.

Il est alors possible de montrer que l'érosion interne n'est pas rupture en elle-même, mais qu'elle entraîne une chute du gradient critique de renard qui peut conduire à des ruptures pour des gradients beaucoup plus faibles que le gradient critique de Terzaghi.

La mise en évidence d'un gradient critique d'apparition du renard ouvre la perspective de pouvoir mettre au point des méthodes de dimensionnement pour assurer la sécurité des ouvrages vis-à-vis des instabilités sous écoulement.

Gradient critique de Terzaghi et boulance

Lorsqu'un échantillon de sol de porosité n , de masse volumique des grains ρ_G , est soumis à un écoulement vertical ascendant d'un fluide de masse volumique ρ_w , l'écoulement peut être caractérisé par son gradient, i , la variation du niveau piézométrique avec la profondeur :

$$i = \frac{\delta u}{\delta z}$$

Terzaghi a montré qu'il existe une limite, le gradient critique de Terzaghi i_{CT} , au-delà de laquelle l'équilibre n'est plus assuré. Cette valeur limite du gradient résulte des conditions d'équilibre général. La perte de charge, $\rho_w \cdot g \cdot \frac{\delta u}{\delta z}$, ne peut être supérieure au poids immergé des grains $(1 - n) \cdot (\rho_G - \rho_w) \cdot g$

$$i_{CT} = (1 - n) \cdot \left(\frac{\rho_G}{\rho_w} - 1 \right)$$

Pour les sols courants, la valeur du gradient critique de Terzaghi est voisine de 1.

S'il n'existe pas d'effet de bord, la rupture se produira pour le gradient critique de Terzaghi, que le sol soit cohérent ou pulvérulent.

La boulance

Le terme de boulance est consacré pour qualifier la rupture du type analysé par Terzaghi, dans les sols pulvérulents, lorsque le phénomène se place à la surface, à l'émergence de l'écoulement. La boulance est un phénomène d'instabilité générale. Sous l'influence de l'écoulement, le sol se comporterait comme un liquide.

Les lois générales de l'équilibre ne peuvent être violées, et, dans les mêmes circonstances, dans un sol cohérent, il se produira également une rupture. Mais l'expérience montre que ses manifestations sont beaucoup plus anodines : dans cette situation, dans la pratique, on constate que la pression interstitielle est partout identique à la pression totale, sans autre manifestation immédiate. Il est possible qu'à terme cette situation conduise à une perte de cohésion, mais il n'est pas évident que cela soit toujours le cas.

L'écoulement dans un massif

Si l'on passe du domaine de l'échantillon à celui du massif de sol granulaire, l'existence d'un gradient local supérieur au gradient critique de Terzaghi n'est pas interdit, à condition que la zone où ce gradient est dépassé reste confinée par des terrains stables. C'est le cas des radiers injectés qui restent stables sous des gradients de 3 à 5, pourvu qu'ils soient globalement en équilibre.

Il est possible d'exprimer le critère de stabilité de Terzaghi sous la forme plus générale : la valeur maximale de la pression interstitielle est égale en tout point d'un massif à la contrainte verticale totale. Sous cette forme, le critère est en accord avec le cas des radiers injectés.

Les hypothèses implicites du modèle de Terzaghi

L'analyse de Terzaghi suppose implicitement une homogénéité des forces appliquées à toutes les échelles. En réalité, pour les sols granulaires, quand l'analyse descend à l'échelle de dimension du grain, ce n'est pas le cas : les forces stabilisatrices qui résultent de la gravité s'appliquent au volume du grain, et les forces déstabilisatrices qui résultent de l'écoulement s'appliquent à sa surface.

En simplifiant, il est possible de dire que, pour un grain donné, l'effet de la gravité varie comme le cube du diamètre et l'effet de l'écoulement comme ce dernier. Sous un gradient donné, en l'absence d'autre force, la stabilité des grains fins est plus faible que celle des gros. Pour retrouver l'équilibre global, les grains fins doivent pouvoir s'appuyer sur les plus gros.

Or, cette condition n'est pas toujours assurée.

L'érosion interne et les essais de Skempton

Dans le cas où les grains les plus fins ne peuvent pas s'appuyer sur la matrice, l'écoulement peut les entraîner.

Au point de vue de la stabilité, de nombreux auteurs ont cherché à dégager des règles et des lois de comportement permettant de maîtriser le problème des entraînements. Schuler a réalisé une revue des différentes publications sur le sujet. En particulier, l'idée qui revient à Lau et Kenney d'appliquer une condition de filtre aux gros grains par rapport aux grains plus fins, permet de définir un critère de mesure de la résistance aux entraînements sous écoulement : sont réputés stables les matériaux pour lesquels le rapport du poids H passant au tamis entre les diamètres d et $4d$, divisé par le poids F passant le tamis de diamètre d est supérieur à 1,0 (1,3 pour les sols lâches).

Pour vérifier la validité du critère de Kenney, Skempton et Brogan ont réalisé une série d'essais de laboratoire dont les données principales sont rappelées ici.

3.1

Les essais de Skempton

Skempton et Brogan ont soumis à des gradients verticaux croissants une série de matériaux granulaires. Cinq matériaux de base ont été testés et utilisés pour fabriquer quatre mélanges artificiels.

TABEAU I Matériaux de base.

	S1	S2	S3	G	F
Porosité n %	49	46	38	40	40
D50 (mm)	0,15	0,50	0,22	4,00	0,80
Perméabilité (m/s)	$1,2 \cdot 10^{-4}$	$3,2 \cdot 10^{-4}$	$1,52 \cdot 10^{-4}$	$3,7 \cdot 10^{-2}$	$2,5 \cdot 10^{-3}$
Gradient critique théorique i_{CT}	0,84	0,89	1,02	0,99	0,99
Gradient critique d'essai i_C	0,69	0,90	1,01	—	1,05
Rapport i_C/i_{CT}	0,82	1,01	0,99	—	0,16

TABEAU II Caractéristiques des mélanges d'essai.

	A	B	C	D
Porosité n %	34	37	37,5	36,5
D50 (mm)	3,7	3,7	3,7	4,0
Perméabilité initiale (m/s)	$4,5 \cdot 10^{-3}$	$8,5 \cdot 10^{-3}$	$8,6 \cdot 10^{-3}$	$1,8 \cdot 10^{-2}$
Perméabilité à la rupture (m/s)	$1,8 \cdot 10^{-2}$	$2,2 \cdot 10^{-2}$	$6,2 \cdot 10^{-3}$	—
Gradient critique théorique i_{CT}	1,09	1,04	1,03	1,05
Gradient de rupture à l'essai i_C	0,28	0,37	1,00	1,00
Rapport i_C/i_{CT}	0,25	0,36	0,97	0,95

La granulométrie des échantillons essayés par Skempton est rappelée sur la figure suivante. Les matériaux de base sont figurés en traits fins. Leurs principales caractéristiques figurent dans le tableau I.

Les mélanges A, B, C et D, entre le gravier G et les sables S1, S2 et S3 figurent en trait épais sur le graphique et leurs caractéristiques sont données dans le tableau II.

Les valeurs de gradient critique d'essai citées dans le tableau II sont un peu supérieures à celles indiquées par Skempton dans le tableau IV de son article. En effet, dans notre cas il s'agit du gradient de rupture de l'échantillon, alors que Skempton cite le gradient pour lequel les entraînements sont généralisés à tout l'échantillon.

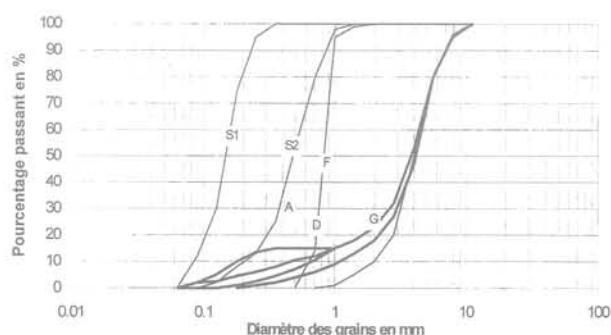


FIG. 1 Granulométrie de l'ensemble des échantillons.
Grain size distribution of tested materials.

Résultats des essais

La figure 2 donne à titre d'exemple les éléments de l'essai sur l'échantillon A. L'indice de Kenney est donné en surimpression sur la courbe granulométrique, son échelle de valeurs est donnée sur l'axe de droite.

L'application du critère de Kenney à la courbe granulométrique de l'échantillon A montre que plus de 20 % des grains, ceux dont le diamètre est inférieur à 2 mm peuvent être entraînés.

L'essai confirme la forte instabilité de l'échantillon. Les premiers entraînements apparaissent pour un gradient de 0,1. A partir de cette limite, la perméabilité augmente (la courbe d'essai présente une concavité tournée vers le haut). La rupture est obtenue pour un gradient d'environ 0,28 soit 25 % du gradient critique de Terzaghi.

Les résultats des essais montrent que dans le cas particulier, le critère de Lau et Kenney permet effectivement de prévoir l'érosion interne. Ce mécanisme de migration des fines à travers la matrice plus grossière des échantillons a été parfaitement bien expliqué par Skempton et il n'est pas nécessaire d'y revenir ici.

Mais par contre, la prévision du gradient de rupture avancée par Skempton n'est pas convaincante.

3.3

Rupture des échantillons

Le poids total initial de l'échantillon A est de 4 000 g. A la fin du test, 225 g de matériau ont été entraînés. En admettant que le volume total de l'échantillon est resté inchangé, le volume de solide a diminué de 5,63 %. La

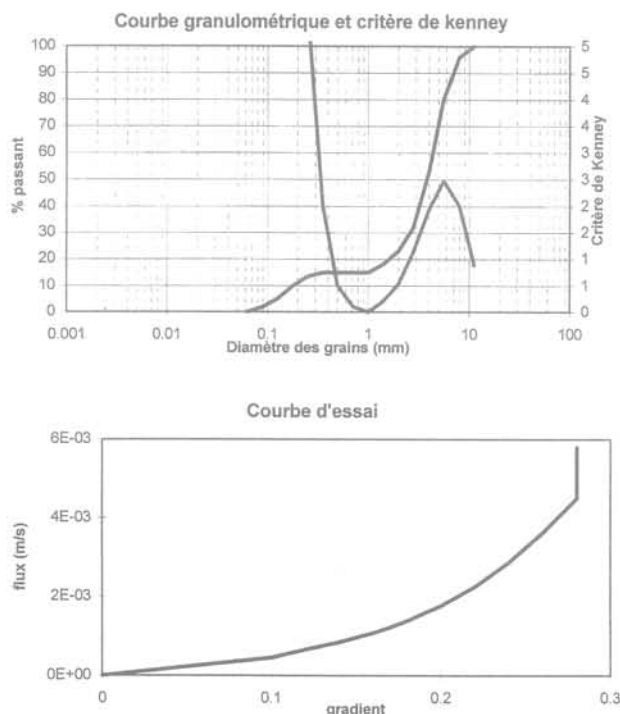


FIG. 2 Essai sur l'échantillon A.
Experiment with A material.

porosité du matériau est donc passée de 34 % à un peu moins de 38 %.

Le gradient critique de Terzaghi aurait alors pour valeur $i_{CT} = 1,02$ plutôt que les 1,09 de l'échantillon dans l'état initial. Avec un gradient de rupture de 0,28 on est très loin du compte.

Il est donc nécessaire d'imaginer un autre mécanisme de rupture qui ne soit pas contradictoire avec les conditions générales d'équilibre.

4

Le renard, localisation des écoulements

Notre hypothèse est ici qu'il est nécessaire que le sol présente une compacité minimale pour éviter que les hétérogénéités à petite échelle dans l'écoulement ne s'amplifient.

Dans le cas contraire, si la compacité est insuffisante, l'écoulement peut se localiser sur des lignes particulières. Si on admet que le phénomène s'amorce, il est évident que le flux va se concentrer sur ces tubes de courant localisés. Le phénomène devient alors explosif, car avec l'ouverture des « tubes » qui ne présentent pratiquement pas de frein à l'écoulement, la perméabilité globale apparente va tendre vers zéro.

Il existe quelques bons arguments qualitatifs pour supporter cette hypothèse qui n'est pas contradictoire avec les conditions générales d'équilibre :

1) Tout d'abord, il faut remarquer que des granulométries parfaitement stables au sens du critère d'entraînement de Lau et Kenney présentent des ruptures pour des gradients sensiblement plus faibles que le gradient critique de Terzaghi. C'est par exemple le cas du sable S1 qui présente une rupture pour 82 % du gradient critique de Terzaghi dans les essais de Skempton. Le problème n'est donc pas obligatoirement lié à l'entraînement des fines.

2) Par ailleurs, sur la plupart des fonds de fouille arrivés en rupture sous l'effet d'un écoulement ascendant, celle-ci se manifeste par l'apparition d'un maillage de petits renards, les zones situées entre ces points restant tout à fait stables.

4.1

Paramètres de stabilité

A priori, nous l'avons dit plus haut, les forces stabilisatrices, f_1 , sont proportionnelles au cube du diamètre des grains et les forces déstabilisatrices, f_2 , au diamètre. Pour un grain isolé dans un écoulement ascendant, les valeurs de ces forces seraient :

$$f_1 = \frac{1}{6} \pi \cdot d^3 \cdot (\rho_G - \rho_W) \cdot g$$

$$f_2 = d \cdot \eta \cdot v$$

Pour le grain au sein d'un massif, la force stabilisatrice f_1 conserve la même expression. On peut faire l'hypothèse que l'expression de la force déstabilisatrice va rester proportionnelle au diamètre du grain et à la vitesse moyenne de l'écoulement $v = k \cdot i$. Le gradient limite qui commande la localisation, le gradient de

« renard », i_R serait alors une fonction du rapport de ces deux forces :

$$i_R = f \left(\frac{(1-n) \cdot \left(\frac{\rho_G}{\rho_W} - 1 \right) \cdot d^2}{k} \right)$$

Sous la forme la plus simple, ce pourrait être :

$$i_R = C \cdot \frac{d^2}{k} \cdot i_{CT}$$

Si ces hypothèses sont exactes, en représentant les essais dans l'espace (d, k) par le point :

- d_{15} (diamètre efficace de l'échantillon) ;
- $k = k_{rupture} \cdot \frac{i_R}{i_{CT}}$;

il devrait apparaître une limite telle que :

– les essais pour lesquels la rupture est atteinte pour le gradient théorique de Terzaghi seraient représentés par des points situés de la limite ;

– les essais pour lesquels la rupture est atteinte pour un gradient inférieur au gradient critique de Terzaghi seraient représentés par des points situés sur la limite.

C'est ce qui semble apparaître sur la figure 3, sur laquelle sont indiqués les points représentatifs des essais définis dans le tableau III. Les essais qui respectent la règle de Terzaghi sont notés avec les pavés vides et ceux qui violent avec les points gras. Dans les unités retenues, millimètres pour le diamètre et mètres par seconde pour la perméabilité, la valeur du coefficient C serait de 0,010.

Il sera donc possible de prévoir le comportement sous écoulement des sols qui ne sont pas sujets aux entraînements en plaçant leur point représentatif (d_{15} , k) sur le diagramme de stabilité (Fig. 4) :

1) si le point représentatif se place à droite de la limite $k(m/s) = 0,01 \cdot d_{15}^2$ (mm) la rupture sera obtenue par boulangage, pour le gradient critique de Terzaghi, i_{CT} ;

2) si le point représentatif se place à gauche de la limite, la rupture sera obtenue par renard lorsque le gradient atteindra la valeur $i_R = 0,01 \cdot \frac{d_{15}^2}{k} \cdot i_{CT}$.

A priori, le choix du diamètre moyen d_{50} paraîtrait plus représentatif des forces stabilisatrices. Le diamètre d_{15} a été choisi ici initialement de manière opportuniste, simplement pour la raison qu'il est cité par Skempton et évite une interprétation sur des courbes imprécises. A la réflexion, c'est pourtant un meilleur choix, car il reflète à la fois la perméabilité « standard » et l'effet de la gravité.

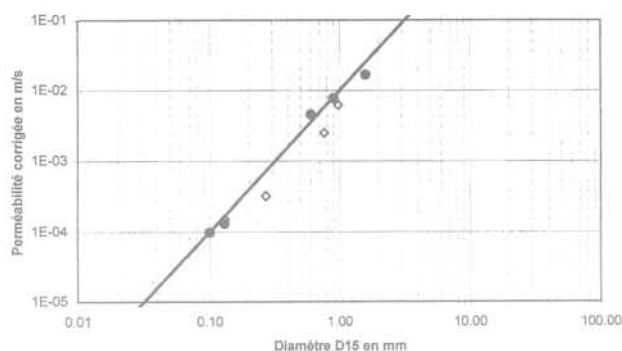


FIG. 3 Valeur $k \cdot i_R / i_{CT}$ dans les essais de Skempton.
 $k \cdot i_R / i_{CT}$ value in Skempton experiments.

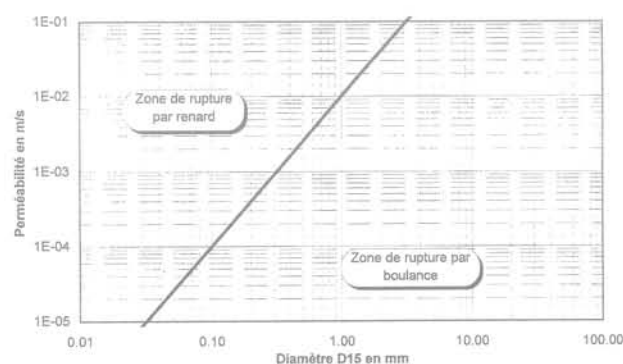


FIG. 4 Ligne critique de stabilité sous écoulement.
Stability chart.

Il existe des estimations de la perméabilité à partir de d_{15} ($k = 0,0035 \cdot d_{15}^2$ avec la perméabilité en m/s et le diamètre en millimètres). Si la perméabilité est estimée par cette méthode, la comparaison avec le critère montre que tous les sols sont stables. Ce qui attire l'attention sur le fait que la perméabilité qui figure en abscisse ne peut être qu'une perméabilité vraie, mesurée, et non une perméabilité estimée à partir de la seule courbe granulométrique. Reste cependant ouverte la possibilité d'utiliser l'estimation de Kozeny.

L'approche utilisée ici revient au fond à utiliser la valeur de la perméabilité comme mesure de la compacité pour un sol de distribution granulométrique donnée.

TABLEAU III Données de la figure 3.

Essai	S1	S2	S3	F	A	B	C	D
D_{15} (mm)	0,10	0,27	0,13	0,76	0,60	0,90	0,98	1,60
$K_{rupture}$ (m/s)	$1,2 \cdot 10^{-4}$	$3,2 \cdot 10^{-4}$	$1,52 \cdot 10^{-4}$	$2,5 \cdot 10^{-3}$	$1,8 \cdot 10^{-2}$	$2,2 \cdot 10^{-2}$	$6,2 \cdot 10^{-3}$	$1,8 \cdot 10^{-2}$
i_R	0,69	0,89	1,01	1,05	0,28	0,37	1,03	1,00
i_{CT}	0,84	0,90	1,02	0,99	1,09	1,04	1,00	1,05
$k \cdot i_R / i_{CT}$	$9,9 \cdot 10^{-5}$	$3,2 \cdot 10^{-4}$	$1,52 \cdot 10^{-4}$	$2,5 \cdot 10^{-3}$	$4,6 \cdot 10^{-3}$	$7,8 \cdot 10^{-3}$	$6,2 \cdot 10^{-3}$	$1,7 \cdot 10^{-2}$
Rupture Terzaghi	N	O	O	O	N	N	O	N

Il existe une différence de nature entre l'expression du gradient critique de Terzaghi et celle proposée ici pour le gradient critique de renard qui est seulement une méthode d'estimation pratique d'une constante physique qui n'est pas directement accessible.

4.2

Renard et fracturation hydraulique

D'une certaine manière, la notion de renard envisagée ici est proche du phénomène de fracturation hydraulique.

La présentation classique de la fracturation hydraulique exprime que celle-ci apparaît lorsque la pression interstitielle imposée localement atteint la valeur de la plus petite contrainte principale. Il est généralement admis :

- qu'il s'agit d'une contrainte horizontale, la poussée au repos ;
- que la valeur de la poussée au repos peut être estimée par l'expression de Jacky, $K_0 = 1 - \sin \phi$;
- que l'angle de frottement augmente avec la compacité.

Il est possible d'en déduire que la fracturation hydraulique se produira pour une valeur de la pression interstitielle d'autant plus faible que le matériau est compact.

Or l'interprétation des résultats des essais de Skempton et Brogan conduit à conclure, au contraire, que l'apparition du renard se produira pour une valeur de la pression interstitielle qui croît comme la compacité.

Il est vrai que les deux formes de sollicitation sont très différentes. Dans les essais de fracturation hydraulique, il s'agit de l'application ponctuelle d'une pression interstitielle, sans modification des conditions au large. Au contraire, dans les essais de Skempton et Brogan, tout l'échantillon est soumis à l'écoulement.

4.3

Influence des entraînements

Comme il a été dit plus haut, le critère de Lau et Kenney permet de déterminer à partir de la granulométrie si le sol est sujet aux entraînements.

Si des entraînements apparaissent, la compacité du sol va diminuer, sa perméabilité augmenter. La valeur du gradient critique de Terzaghi va diminuer légèrement, le diamètre efficace va augmenter légèrement et la perméabilité probablement beaucoup plus. Au total, la valeur du gradient critique d'apparition du renard va diminuer rapidement.

Cette estimation du gradient critique de renard à partir des résultats de l'essai A et de l'expression $i_R = 0,010 \cdot i_{CT} \cdot d_{15}^2 / k$ est représentée sur la figure 5. Le calcul a été fait en supposant que le diamètre efficace et le gradient critique de Terzaghi restaient constants. Le gradient critique de renard diminue rapidement et recoupe la courbe du gradient d'essai pour une valeur proche de la valeur du gradient de rupture mesuré.

Dans le cas particulier, nous disposons des valeurs d'essai pour calculer à chaque palier le gradient de renard ce qui n'est pas le cas en général.

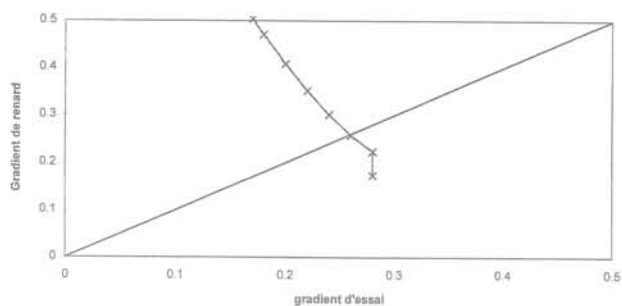


FIG. 5 Détermination du gradient de renard dans l'essai A.

Piping gradient value during test A.

On peut imaginer une méthode de prévision d'apparition du renard à partir du critère de Kenney. La mesure de la perméabilité initiale permet de caler le coefficient de l'estimation de perméabilité de Kozeny pour la granulométrie et la compacité initiales. En soustrayant à la courbe granulométrique les grains qui sont tout à la fois libres au sens de Kenney et dont le diamètre est inférieur à la limite d'entraînement de Stokes, il est possible de recalculer les nouvelles caractéristiques du sol et de déterminer le gradient de renard.

Il est tout d'abord nécessaire de faire une estimation du diamètre maximal d_M des grains qui seront entraînés pour un gradient d'essai donné.

En prenant comme mesure de la vitesse $v = k \cdot i$ pour le cas du grain dans un massif, on devrait avoir :

$$d_M = C \cdot \sqrt{k \cdot i / i_{CT}}$$

Pour calculer une estimation du coefficient C nous ferons l'hypothèse que dans l'essai A, la totalité du matériau qui pouvait être entraîné pour un gradient donné l'a été. Comme 5,63 % du matériau a été entraîné sous le gradient de 0,28, pour une perméabilité de $1,8 \cdot 10^{-2}$ m/s, ceci correspondrait à une valeur $d_M = 0,13$ mm, la valeur de C serait d'environ 3,4 :

$$d_M(\text{mm}) = 3,4 \cdot \sqrt{k \cdot i / i_{CT}}$$

Dans l'échantillon A, les grains les plus fins ont un diamètre de $d_0 = 0,065$. Le gradient de premier entraînement devrait être :

$$i_0 = \left(\frac{d_0}{3,4} \right)^2 \cdot \frac{i_{CT}}{k}$$

avec les valeurs initiales pour i_{CT} et k , soit $i_0 = 0,09$, ce qui est proche de la valeur 0,10 notée par Skempton. Cela correspond également au point à partir duquel la perméabilité commence à augmenter.

Au-dessous du gradient i_0 , les caractéristiques du sol restent constantes, mais au-delà toutes doivent être recalculées pour le gradient d'essai. La variation de la porosité est immédiate. Pour la perméabilité, elle peut être recalculée en utilisant l'estimation de Kozeny :

$$k = C \cdot \frac{n^3}{(1-n)^2} \cdot \frac{1}{S^2}$$

$$S = 6 \cdot \sum \frac{p_i}{\sqrt{d_i \cdot d_{i+1}}}$$

Pour l'échantillon A, la valeur de C serait environ 3. En utilisant cette valeur de la constante pour recalculer la perméabilité de l'échantillon en supprimant les 5 % de grains les plus fins, la perméabilité passe à $6 \cdot 10^{-2}$ m/s, ce qui est plus important que la perméabilité de $1,8 \cdot 10^{-2}$ observée à la rupture.

En fait, le temps de circulation sous gradient constant n'est pas précisé par Skempton. A chaque palier d'essai, la totalité des entraînements possibles se sont-ils réalisés ? La limite de ce qu'il est possible de faire ressortir des essais de Skempton est atteinte ici.

4.4

Influence de la turbulence

Dans ce type d'analyse, il sera nécessaire de prendre en compte le passage à l'écoulement turbulent, qui, en entraînant une diminution de la perméabilité apparente, conduit à une amélioration de la stabilité.

5

Transposition aux ouvrages

Dans le cas des ouvrages, les situations sont beaucoup plus complexes que dans les essais de laboratoire, et aussi diverses que les types différents d'ouvrage.

Dans le cas, par exemple, d'un écoulement vers une fouille protégée par un écran, comme schématisé sur la figure 6, quelles sont les conséquences du concept de gradient critique de renard introduit ici ?

Dans le cas particulier, il est possible de distinguer trois zones où les conditions sont très différentes :

1) Dans la zone A, l'écoulement est dirigé vers le bas, la pression interstitielle est plus faible que la pression statique et la contrainte effective horizontale plus forte. L'apparition initiale d'un renard dans cette zone n'est pas vraisemblable. Par contre, si le terrain n'est pas autofiltre, les grains fins peuvent être entraînés facilement.

2) Dans la zone B, les écoulements sont plutôt horizontaux, ce qui rendrait les entraînements plus difficiles que dans la zone A, mais la concentration des lignes de courant sous le pied de l'écran, joue en sens inverse. Les contraintes effectives qui s'opposent à l'ouverture de renards sont les charges verticales. Il est peu vraisemblable d'avoir un renard dans cette zone.

3) Dans la zone C, la situation est voisine de celle simulée dans les essais de laboratoire. La création de

renards pourrait survenir si le gradient critique de renard est initialement inférieur au gradient critique de Terzaghi, ou le devient par érosion interne. Dans ce cas, la perméabilité apparente va chuter et les débits vont croître, avec une intensification de l'érosion interne dans les zones A et B.

Finalement, ce sont probablement les conditions dans la zone C, celles que l'analyse permet de quantifier, qui commandent l'apparition d'une situation critique. Pour l'éviter, il est nécessaire que le gradient dans cette zone reste inférieur à trois limites que les méthodes, et les essais proposés plus haut permettent de définir :

- le gradient critique de Terzaghi ;
- le gradient critique de renard ;
- une limite fixée par le taux d'entraînement maximal admissible.

C'est l'estimation de la distribution des gradients autour de l'écran qui pourrait être la plus grande difficulté. En effet, la plupart des sols sont hétérogènes, particulièrement les alluvions. Le rapport des perméabilités verticales et horizontales n'est pas une constante, il est fonction de la géométrie. Il sera plus important dans la zone C que dans les zones A et B. Mais il s'agit là d'un autre sujet.

6

Conclusion

Il est certain que le critère de stabilité défini par le gradient critique de Terzaghi est insuffisant et que sa validité est limitée au cas des sols qui, tout à la fois, présentent une compacité suffisante et ne présentent pas de risque d'entraînements.

L'introduction d'une seule hypothèse supplémentaire, l'existence d'un gradient critique de renard, avec pour valeur estimée :

$$i_R = 0,01 \cdot \frac{d_{15}^2}{k} \cdot i_{CT}$$

permet de quantifier toutes les ruptures observées dans les essais de Skempton et Brogan.

La limite d'application de l'expression du gradient critique de Terzaghi proposée ici :

$$k(\text{m/s}) = 0,10 \cdot d_{15}^2 (\text{mm})$$

repose uniquement sur les essais de Skempton et Brogan. Des expérimentations et des analyses complémentaires sont certainement nécessaires pour conforter cette estimation et éliminer la possibilité que ces essais comportent un biais caché.

Le critère de Lau et Kenney est un bon indicateur des risques d'érosion interne et permet de détecter les sols potentiellement dangereux. Cependant, il faut remarquer que les entraînements n'impliquent pas obligatoirement une rupture. Ils peuvent cesser à un niveau acceptable. Cette propriété est utilisée par les foreurs d'eau pour « développer » les puits, ce qui le plus souvent se termine sans dégât. Pour ces sols dangereux, la méthode proposée avec l'utilisation de la formule de Kozeny sera probablement fructueuse, mais les essais disponibles actuellement sont insuffisants pour fonder une analyse.

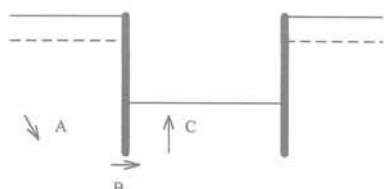


FIG. 6 Cas d'un ouvrage.
In case of an actual structure.

Dans la pratique, actuellement, en présence de sols pour lesquels le critère de Kenney détecte un risque d'entraînement, seuls des essais permettront de déterminer le gradient critique de renard. Ces essais devront être conduits par paliers de gradient, en s'assurant à chaque fin de palier que les entraînements sont terminés pour le palier considéré.

Bibliographie

- Skempton A.W., Brogan J.M. – Experiments on piping in sandy gravels. *Geotechnique*, n° 3, p. 440-460, 1994.
- Shuler U. – How to deal with the problem of suffosion, Research and Development in the Field of Dams. CIGB-ICOLD Crans-Montana, Switzerland, September 7-9 1995.

Mesure de la perméabilité des argiles sous contrainte et température

M. KHEMISSA ⁽¹⁾

*Groupe pour l'étude
des Structures Souterraines
de Stockage (G.3S),
LMS (URA 317 – CNRS),
École polytechnique,
91128 Palaiseau Cedex*

Résumé

Cet article présente les résultats d'essais réalisés au moyen d'un appareil développé au G.3S pour l'étude de la perméabilité des argiles sous contrainte et température imposées. Les essais ont été réalisés sur une éprouvette d'argile prélevée à 30 m de profondeur sur le site de Provins. Cette éprouvette a été soumise à différents gradients hydrauliques sous diverses températures. Les résultats des mesures mettent en évidence l'influence de la température sur la perméabilité de l'argile et montrent que cette influence est due à des variations de la viscosité de l'eau interstitielle. Ces résultats semblent toutefois indiquer que la perméabilité est peu sensible aux variations du gradient hydraulique.

Mots clés : argile, coefficient de perméabilité, viscosité, température, gradient hydraulique.

Measurement of the permeability of clays under stress and temperature

Abstract

This paper presents the test results performed by means of an apparatus designed in G.3S to study the permeability of clays under imposed stress and temperature. The tests were carried out on a clay specimen taken from a depth of 30 m on the site of Provins. This specimen was subjected to several hydraulic gradients at various temperatures. The results highlight the influence of temperature on the permeability of clay and show that this influence is due to variations of the pore water viscosity. However, these results seem to indicate that the permeability is slightly sensitive to variations of hydraulic gradient.

Key words : clay, coefficient of permeability, viscosity, temperature, hydraulic gradient.

⁽¹⁾ Actuellement au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 58, boulevard Lefebvre, 75732 Paris Cedex 15.

Introduction

Les argiles comptent parmi les formations géologiques envisageables pour le stockage des déchets radioactifs qui dégagent de la chaleur, notamment à grandes profondeurs, où les massifs argileux sont généralement stables et peuvent atteindre plusieurs centaines de mètres d'épaisseur. Ces formations font donc l'objet de recherches théoriques et expérimentales, *in situ* et en laboratoire, comme celles menées actuellement au Groupement pour l'étude des Structures Souterraines de Stockage (G.SS, École polytechnique) dans le cadre général de l'étude des couplages thermo-hydro-mécaniques des milieux poreux saturés.

Les propriétés mécaniques et hydrauliques des argiles conditionnent le comportement des ouvrages de stockage et leur sûreté : la perméabilité est l'un des paramètres physiques dimensionnants. Celle-ci doit être très faible pour que les éventuels mouvements de l'eau interstitielle, créés par des gradients hydrauliques et thermiques, susceptibles d'entraîner les radionucléides vers la surface, soient maîtrisés durant toute la période de leur activité.

Les méthodes expérimentales classiques utilisant des systèmes conventionnels (perméamètres à charge constante ou variables, œdomètre, triaxial) ne sont pas adaptées à l'étude des propriétés hydrauliques des argiles profondes peu perméables sous contrainte et température en raison de l'extrême faiblesse des débits d'eau mis en jeu. La construction d'un appareillage spécifique permettant de mesurer de très faibles débits d'eau sous l'effet d'un gradient de pression interstitielle (i.e. gradient hydraulique) en fonction de la température et de la contrainte de confinement exercées, s'est donc avérée indispensable.

On décrit dans cet article la configuration du dispositif expérimental et le fonctionnement de chacun des éléments qui le composent. On expose ensuite le programme expérimental réalisé et la procédure d'essais suivie, puis on analyse les résultats obtenus.

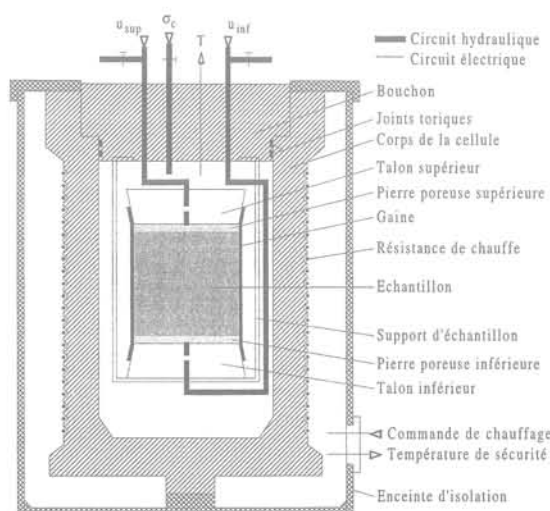


FIG. 1 Coupe schématique de la cellule de perméabilité.
Schematic diagram of the permeability cell.

Appareillage

Dans sa configuration actuelle, l'appareillage est composé d'une cellule de perméabilité qui en constitue l'élément central et de systèmes de mise en confinement, de mise en pression d'eau différentielle, de chauffage et de régulation thermique. Les figures 1 à 4 présentent les coupes schématiques des installations décrites ci-après.

2.1

La cellule de perméabilité

Elle se présente sous la forme d'un cylindre rigide en acier inoxydable, auquel est associée une résistance électrique filiforme enroulée le long de sa face latérale externe, et de certains éléments qui en constituent la partie centrale nécessaire à la mise en place de l'éprouvette ; l'ensemble est placé à l'intérieur d'une enceinte cylindrique pour l'isoler du milieu extérieur.

Cette cellule a la particularité de pouvoir supporter une contrainte isotrope de confinement de 20 MPa sous une température de l'ordre de 200 °C et de permettre de mesurer de très faibles débits d'eau de l'ordre de quelques mm³/h. Elle est conçue pour recevoir des éprouvettes d'argile de 50 mm de diamètre, dont l'épaisseur peut atteindre jusqu'à 50 mm.

Au cours d'un essai, l'éprouvette entourée latéralement d'une gaine de silastène résistant aux fortes températures est placée entre deux talons métalliques légèrement coniques, rigides et inoxydables. Des pierres poreuses sont disposées entre l'éprouvette et les talons, pour faciliter l'écoulement de l'eau interstitielle dans le circuit de drainage et empêcher les particules argileuses fines de s'y infiltrer. Le circuit de drainage est constitué de tubes capillaires en acier inoxydable et de robinets. Les tubes sont reliés aux pierres poreuses à travers de passages transversant les talons dans leurs axes. Les robinets sont disposés en amont de certains éléments pour les isoler du système et en aval d'autres pour leur mise à l'air ou leur purge éventuelle. Une feuille d'aluminium est intercalée entre la gaine et l'éprouvette, pour répartir de façon homogène la température à l'intérieur et autour de cette dernière et, par conséquent, assurer son conditionnement. La gaine est fixée sur les talons au moyen d'une colle spéciale caractérisée par une bonne tenue aux fortes températures et une bonne résistance à l'eau, pour empêcher toute infiltration possible du fluide de confinement dans l'éprouvette. Le fluide de confinement utilisé est une huile connue pour sa bonne tenue aux fortes températures. L'ensemble est immergé dans l'huile au moyen d'un support dont les montants sont fixés sur le bouchon de la cellule, qui est lui-même vissé sur le corps de cette dernière. Des joints toriques en assurent l'étanchéité.

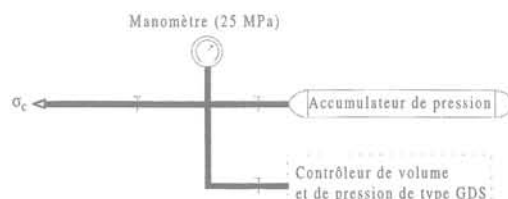


FIG. 2 Coupe schématique du système de mise en confinement.
Schematic diagram of the confining system.

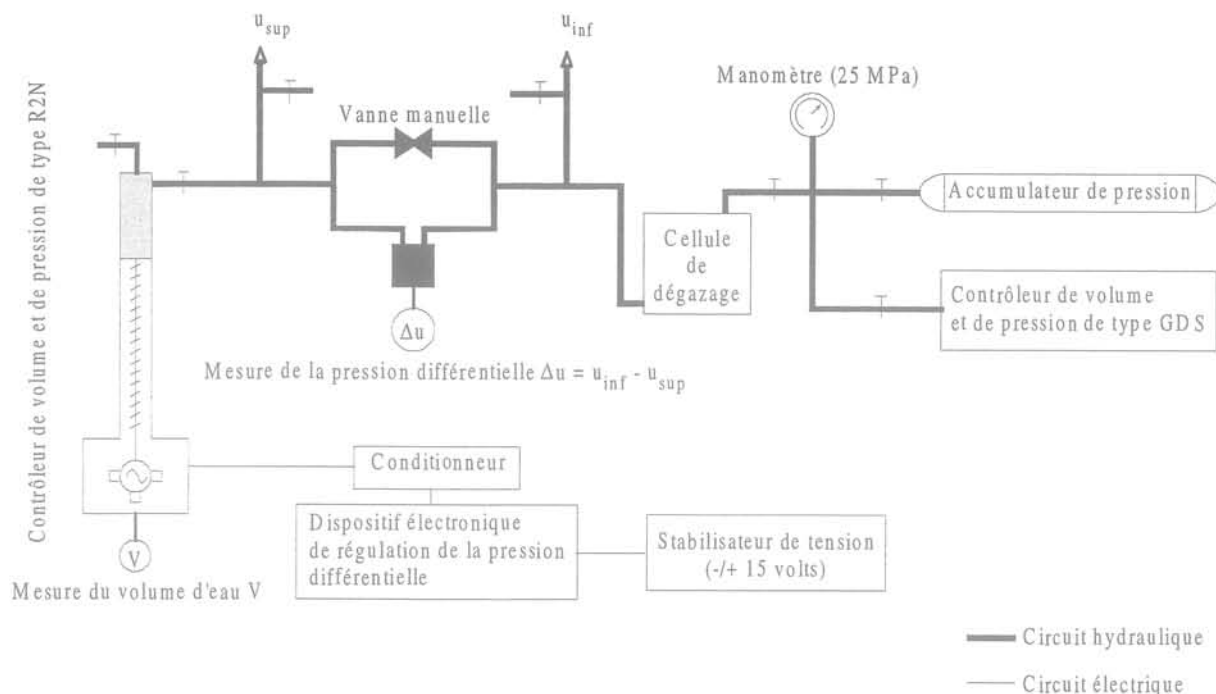


FIG. 3 Coupe schématique du système de mise en pression d'eau différentielle.
Schematic diagram of the differential pore water pressure system.

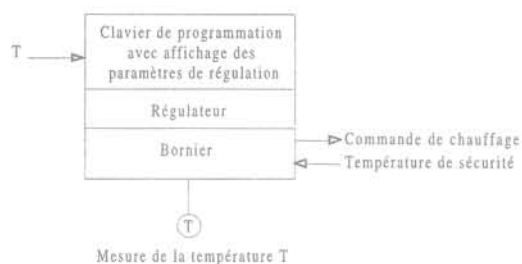


FIG. 4 Coupe schématique du système de chauffage et de régulation thermique.
Schematic diagram of the heating and thermal regulation system.

2.2

Le système de mise en confinement

Il permet d'appliquer à l'éprouvette, par l'intermédiaire du fluide remplissant la cellule (l'huile), une contrainte isotrope de confinement σ_c au moyen d'un contrôleur de volume et de pression, de réguler cette contrainte au moyen d'un accumulateur hydro-pneumatique de pression rempli d'eau et gonflé à l'azote et de contrôler sa valeur au moyen d'un manomètre à cadran de 25 MPa de capacité placé entre l'accumulateur et la cellule de perméabilité.

2.3

Le système de mise en pression différentielle

Il permet d'exercer sur l'éprouvette, par l'intermédiaire du circuit de drainage, une pression d'eau différentielle Δu résultant de l'application :

- d'une pression d'eau u_{inf} sur la face inférieure au moyen d'un contrôleur de volume et de pression et sa régulation au moyen d'un accumulateur hydro-pneumatique de pression, via une cellule de dégazage remplie d'eau désaérée, avec contrôle visuel continu au moyen d'un manomètre à cadran de 2,5 MPa de capacité ;
- d'une pression d'eau u_{sup} sur la face supérieure et sa régulation au moyen d'un contrôleur de volume et de pression de sorte que la pression différentielle $\Delta u = u_{inf} - u_{sup}$, préfixée par l'expérimentateur, demeure constante tout au long de l'essai.

Ce système comporte en outre une vanne manuelle qui permet, lorsqu'elle est ouverte, de mettre en communication les faces inférieure et supérieure de l'éprouvette et d'y équilibrer les pressions d'eau ($u_{inf} = u_{sup}$). La pression interstitielle résultante étant la même en tout point de l'éprouvette, celle-ci est alors soumise à une « contre-pression isotrope ».

La régulation de la pression différentielle s'effectue par le biais d'un dispositif électronique approprié, alimenté en courant stabilisé au moyen d'un stabilisateur de tension via un onduleur qui lui assure une protection totale contre les coupures de courant et les variations brusques de tension éventuelles. Un potentiomètre associé à ce dispositif permet, lorsque la vanne manuelle est fermée, d'établir directement une différence de pression entre les faces inférieure et supé-

rieure de l'éprouvette. La pression interstitielle résultante est différente d'une section à l'autre de l'éprouvette, qui est donc soumise à un gradient hydraulique dans son axe.

2.4

Le système de chauffage et de régulation thermique

Il permet d'appliquer à l'éprouvette, par le biais de l'élément chauffant (résistance électrique), une montée ou une descente en température jusqu'à une valeur égale à la température T préfixée par l'expérimentateur et de l'asservir à cette valeur au moyen d'un régulateur autoadaptatif, appartenant à la génération des régulateurs mono-boucle à microprocesseur. La montée en température peut s'effectuer soit en continu, soit par paliers successifs, avec une vitesse comprise entre 10 et 15 °C/h. La baisse de température s'effectue uniquement par le flux de fuite de la cellule de perméabilité. La constante de temps du système de régulation thermique est ainsi fixée par la vitesse de descente en température, qui est une donnée résultant de la construction de la cellule (volume de confinement et isolation thermique). Cette constante de temps thermique est de l'ordre de 3,5 °C/h à 70 °C.

Ce système, dont l'alimentation électrique est assurée via l'onduleur utilisé pour le système de mise en pression hydraulique, comporte en outre un système de sécurité thermique qui interrompt le chauffage dès que la température mesurée dépasse la température de service du dispositif expérimental. Cette dernière peut être définie sur une échelle comprise entre 0 et 400 °C mais, pour des raisons de sécurité de l'appareillage, elle a été limitée à 200 °C.

2.5

Les appareils de mesure

La mesure de la pression différentielle Δu appliquée à l'éprouvette s'effectue au moyen d'un capteur différentiel de 0,7 MPa de capacité, auquel est adjoint un amplificateur à faible bruit assurant son alimentation et son équilibrage. La valeur mesurée de cette pression est affichée à l'aide d'un multimètre à affichage numérique. La tension de sortie est calibrée de façon à ce qu'une pression de 100 kPa corresponde à une valeur de 1 volt sur le multimètre.

La mesure du volume d'eau V sortant de l'éprouvette s'effectue par mesure du déplacement du piston du contrôleur de volume et de pression, utilisé pour la mise en contre-pression sur la face supérieure de l'éprouvette. Le piston, dont la course maximale est de 20 cm pour un volume maximal de liquide à déplacer de 200 cm³, est commandé par une vis à billes de pas égal à 1 mm. La vitesse maximale de rotation de la vis à billes est de 14 tr/min. La tension de sortie, comprise entre 0 et 10 volts, pour le volume d'eau déplacé est engendrée par une roue codeuse reliée à un convertisseur analogique-numérique, qui est lui-même relié au dispositif électronique utilisé pour réguler la pression différentielle. Sa précision est de 0,2 volt.

La mesure de la température T au niveau de l'éprouvette s'effectue au moyen d'un thermocouple de type

« K » d'une classe de précision de l'ordre de ± 1 °C à 25 °C de température ambiante, qui délivre des mesures comprises entre 0 et 600 °C.

2.6

L'acquisition des données

Au cours d'un essai, les signaux émis par les appareils de mesure sont transmis au système d'acquisition des mesures constitué d'un multiplexeur de voies et relié à un micro-ordinateur. Ce système permet d'effectuer des enregistrements automatiques des paramètres mesurés à des cadences temporelles préfixées par l'expérimentateur. Le micro-ordinateur assure la gestion des données brutes, c'est-à-dire l'affichage de ces dernières sur l'écran sous forme de courbes en fonction du temps et leur saisie en mémoire de masse au moyen d'un logiciel du commerce.

3

Le matériau d'essai

Il s'agit d'une éprouvette de 50 mm de diamètre et 50 mm d'épaisseur découpée dans une galette d'argile prélevée en front de taille à 30 m de profondeur en carrière souterraine sur le site de Provins, puis conservée dans une chambre humide à 85 % d'humidité et régulée à la température de 6 °C.

L'argile, constituée presque exclusivement de kaolinite, présente les caractéristiques physiques moyennes suivantes (Rousset, 1988) :

- densité humide : $\gamma = 21,4 \text{ kN/m}^3$,
- densité des grains : $\gamma_s = 27 \text{ kN/m}^3$,
- teneur en eau : $w = 16,9 \%$
- porosité : $n = 0,32$,
- degré de saturation : $S_r = 97 \text{ à } 100 \%$.

On notera une teneur en eau élevée et une porosité faible, caractéristiques d'une argile plastique peu perméable.

4

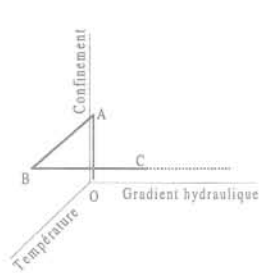
Programme expérimental et procédure d'essais

La présente étude a pour but essentiel, d'une part, de vérifier le bon fonctionnement global de l'appareillage et, d'autre part, de valider une méthode de détermination du coefficient de perméabilité des argiles sous contrainte et température :

- la vérification du fonctionnement de l'appareillage porte sur :

- la régulation de la température,
- la régulation de la pression différentielle,
- la régulation de la pression de confinement,
- la réponse des systèmes de mise en confinement et en pression d'eau différentielle aux variations de température ;

- la méthode expérimentale mise en œuvre pour déterminer le coefficient de perméabilité du matériau d'essai est schématisée par le mode opératoire représenté sur la figure 5.



OA - application d'une pression isotrope de confinement.
 AB - montée en température jusqu'à la valeur préfixée.
 BC - application par paliers de plusieurs gradients hydrauliques.

FIG. 5 Mode opératoire de l'essai de perméabilité sous contrainte et température.
 Procedure of the permeability test under stress and temperature.

Cette méthode est basée sur la mesure en fonction du temps de la quantité d'eau qui traverse l'éprouvette soumise à un gradient de pression interstitielle résultant de l'application à une température donnée de la pression différentielle. L'opération peut être répétée pour plusieurs valeurs du gradient de pression interstitielle et plusieurs températures dans la limite possible de fonctionnement du dispositif expérimental (capacité de la cellule, sensibilité des appareils de mesure). Un débit d'eau est calculé pour chacune des opérations réalisées et une valeur du coefficient de perméabilité du matériau est déduite.

4.1

Programme expérimental exécuté

Il comporte un certain nombre d'essais répartis en trois séries correspondant chacune à une température donnée. Les essais sont identifiés par les valeurs préfixées de la pression différentielle Δu et de la température T (tableau I).

TABEAU I Liste des essais.
 Tests list.

Série	1					2				3			
N°	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13
T (°C)	20					80				130			
Δu (kPa)	50	60	80	100	200	200	150	100	50	50	100	150	200

4.2

Procédure d'essai suivie

Elle comporte une phase initiale commune à tous les essais et une phase spécifique à chacun d'entre eux :

- les opérations réalisés au cours de la phase initiale sont les suivantes :
 - montage de l'éprouvette dans la cellule,
 - saturation du circuit de drainage,
 - application d'une pression d'eau isotrope de 0,2 MPa,
 - application d'une pression de confinement de 5 MPa,
 - réglage du système de chauffage à la température de 20 °C,
 - stabilisation de l'ensemble pendant quelques heures.

5

Résultats des essais et analyse

Les résultats détaillés des mesures sont présentés dans l'annexe A1. L'analyse de ces résultats, dont la liste récapitulative est donnée dans le tableau II, conduit aux observations faites ci-après sur la sensibilité des éléments qui composent l'appareillage et leurs performances.

5.1

Mesure de la température

L'écart enregistré entre la consigne T_c et la mesure T_m est très faible. Il l'est d'autant plus que la température est élevée (voir encadré ci-après). Cet écart peut être annulé en corrigeant l'équation d'étalonnage du thermocouple au moyen des coefficients correcteurs définis sur la droite de la figure 6.

T_c (°C)	T_{min} (°C)	T_{max} (°C)	T_m (°C)	$\Delta T = T_m - T_c$ (°C)
20	21,889	22,348	22,110	+ 2,110
80	81,791	81,807	81,786	+ 1,786
130	131,687	131,858	131,754	+ 1,754

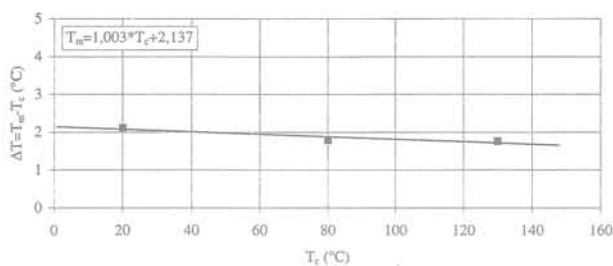


FIG. 6 Droite de correction de la fonction d'étalonnage du thermocouple.
Calibration of the thermocouple.

L'écart type et à peu près constant à une température donnée, mais croît légèrement avec celle-ci (voir encadré ci-après). Le coefficient de variation est extrêmement faible. Il l'est d'autant plus que la température est élevée, ce qui correspond à une faible dispersion des mesures. Ceci constitue une preuve de la bonne qualité de régulation de la température.

Température moyenne (°C)	22,110	81,786	131,754
Écart type (°C)	0,381	0,422	0,465
Coefficient de variation (%)	1,7	0,5	0,4

TABLEAU II Récapitulatif des résultats d'essais.
Summary of tests results.

N°	T _c (°C)	Δu _c (kPa)	T _m (°C)			Δu _m (kPa)			Q _m (mm ³ /h)		
			m _T	σ _T	C _T	m _{Δu}	σ _{Δu}	C _{Δu}	m _Q	σ _Q	C _Q
01	20	50	22,349	0,262	1,2	55,316	2,000	3,6	2,286	0,293	12,8
02		60	22,063	0,452	2,0	64,452	2,117	3,3	2,511	0,207	8,3
03		80	22,097	0,474	2,1	88,535	1,603	1,8	3,422	0,225	6,6
04		100	21,889	0,457	2,1	114,400	1,967	1,7	4,995	0,200	4,0
05		200	22,150	0,260	1,0	231,630	1,650	1,0	13,900	1,760	12,7
06	80	200	81,791	0,414	0,5	231,902	1,343	0,6	17,103	1,662	9,7
07		150	81,807	0,445	0,5	171,784	2,111	1,2	11,614	0,724	6,2
08		100	81,759	0,407	0,5	118,574	1,365	1,2	8,682	0,848	9,8
09		50	inexploitable								
10	130	50	131,737	0,485	0,4	55,159	1,823	3,3	18,884	1,474	7,8
11		100	131,687	0,338	0,3	112,943	2,278	2,0	42,238	4,682	11,1
12		150	131,734	0,483	0,4	168,932	2,556	1,5	72,713	3,288	4,5
13		200	131,858	0,554	0,4	225,550	1,547	0,7	93,243	4,647	5,0

X – paramètre désignant T, Δu ou Q, X_c – consigne, X_m – mesure, m_x – moyenne, σ_x – écart type, C_x = 100* σ_x/m_x – coefficient de variation exprimé en %.

5.2

Mesure de la pression différentielle

L'écart entre la consigne Δu_c et la mesure Δu_m est important. Cet écart est d'autant plus grand que le gradient de pression est élevé (voir encadré ci-après). Ceci peut s'expliquer par l'utilisation d'un potentiomètre à affichage numérique, mais à commande analogique, difficile à étalonner avec précision. La figure 7 présente les coefficients correcteurs à introduire dans l'équation d'étalonnage de la pression différentielle.

Δu _c (kPa)	Δu _m (kPa)	Δu _m (kPa)	Δu _m (kPa)	Δu = Δu _m - Δu _c (kPa)
50	55,159	55,316	55,238	+ 5,238
100	112,913	118,740	115,306	+ 15,306
150	168,932	171,784	170,358	+ 20,358
200	225,550	231,902	229,694	+ 29,694

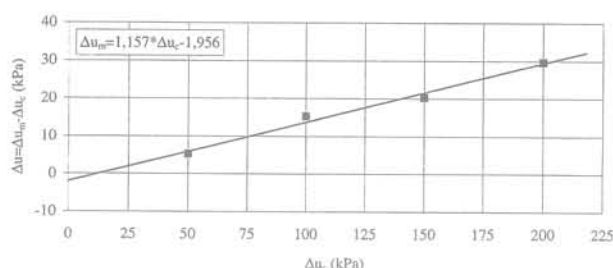


FIG. 7 Droite de correction de la fonction d'étalonnage du capteur de pression différentielle.

Calibration of the differential pore water pressure transducer.

Il est important de constater que l'écart type varie peu pour un gradient de pression donné et est d'autant plus faible que ce dernier est élevé (voir encadré ci-après). Le coefficient de variation est très faible, ce qui constitue un gage de bonne précision pour le dispositif de régulation de la pression différentielle utilisé.

Gradient de pression moyen (kPa)	55,238	115,306	170,358	229,694
Écart type (kPa)	1,912	1,870	2,334	1,513
Coefficient de variation (%)	3,5	1,6	1,4	0,8

On notera que la pression d'eau u_{inf} appliquée sur la face inférieure de l'éprouvette, qui est maintenue fixe dans tous les essais, semble croître légèrement avec la température, mais se stabilise au bout de quelques heures.

5.3

Mesure du volume d'eau

Les valeurs calculées du débit d'eau peuvent donner une idée sur le fonctionnement global du dispositif expérimental, sur l'interaction entre le système de chauffage et de régulation thermique et celui de mise en contre-pression et par conséquent sur leur influence sur les mesures du volume d'eau qui traverse l'éprouvette. Elles sont caractérisées par un écart type globalement faible, qui semble augmenter avec la température mais sans relation apparente avec le gradient de pression interstitielle (tableau II). Cependant, leur coefficient de variation apparaît un peu plus élevé que ceux du gradient de pression interstitielle et de la température, mais varie dans des proportions acceptables. Ceci peut s'expliquer par la présence probable de bulles d'air dans le circuit de drainage, qui ont pour conséquence de modifier la trajectoire de l'écoulement de l'eau à travers les interstices de l'éprouvette et nécessitent une différence de pression importante pour les faire déplacer. On peut constater sur certaines courbes de variation du volume d'eau drainé en fonction du temps l'existence de paliers qui traduisent la tortuosité de l'écoulement. Mais, il paraît plus plausible que la raison principale soit le mode de régulation adopté au moyen d'un contrôleur de volume et de pression pour lequel il faut un volume suffisant d'eau pour que son moteur fasse un mouvement et davantage encore pour

un tour complet. Ceci a pu être pallié par la saturation du circuit de drainage.

5.4

Mesure de la pression de confinement

La pression de confinement étant la même pour tous les essais, seuls des contrôles visuels ont été effectués de temps à autre au cours desquels on a pu constater une légère baisse, mais sur une période assez longue (2 à 3 semaines). Cette baisse peut être attribuée à la qualité de la régulation effectuée au moyen de l'accumulateur hydropneumatique utilisé. Elle s'est accentuée aux fortes températures, mais sans conséquence directe sur les résultats des mesures, d'autant plus que des réajustements ont été effectués à chaque fois qu'un écart significatif entre la consigne et la valeur lue sur le manomètre a été enregistré. Par contre, le gradient de pression interstitielle ne semble pas avoir d'influence sur la pression de confinement.

5.5

Calcul du coefficient de perméabilité et interprétation

Le coefficient de perméabilité k , déterminé en régime permanent, est donné en fonction du gradient de pression interstitielle Δu appliqué à l'éprouvette à la température T au moyen de l'expression suivante :

$$k = \frac{\gamma_w L}{S \Delta u} \frac{1}{\sum_{i=1}^m t_i^2} \sum_{i=1}^m \Delta V_i t_i$$

dans laquelle ΔV_i désigne la quantité d'eau, de poids volumique $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$, correspondant à l'enregistrement i comptabilisé à l'instant t_i depuis le début de l'essai et m le nombre de mesures effectuées, $S = 19,635 \text{ cm}^2$ la section droite de l'éprouvette et $L = 50 \text{ mm}$ son épaisseur.

L'annexe A2 présente les détails de calcul du coefficient de perméabilité. Le tableau III en donne les valeurs pour les gradients de pression différentielle et les températures appliqués à l'éprouvette.

Ces résultats appellent les remarques suivantes :

- l'écart entre la consigne et la mesure, aussi grand soit-il, n'a aucune conséquence sur la fiabilité des mesures et leur représentativité dans la mesure où le calcul du coefficient de perméabilité s'effectue non pas en fonction des paramètres de consigne mais en fonction des paramètres mesurés, c'est-à-dire en fonction du gradient de pression interstitielle et de la température effectivement appliqués ;
- quant aux mesures caractérisées par des coefficients de variation très faibles, elles sont très peu dispersées et peuvent être considérées comme excellentes compte tenu de l'échelle de variation probable du coefficient de perméabilité de l'argile en place entre 10^{-11} et 10^{-13} m/s ;
- l'influence de la température sur le coefficient de perméabilité est considérable, celle du gradient de pression interstitielle peut être considérée comme négligeable.

TABLEAU III

Valeurs du coefficient de perméabilité k de l'argile pour différentes valeurs de pression différentielle Δu et de température T appliquées.

Values of the coefficient of permeability of clay for various applied values of pore water pressure Δu and temperature T .

N	T (°C)	Δu (kPa)	Q (mm ³ /h)	k ($\times 10^{-12}$ m/s)
01	22,349	55,316	2,16	2,76
02	22,063	64,452	2,43	2,66
03	22,097	88,535	3,50	2,79
04	21,889	114,400	4,89	3,02
05	22,150	231,630	13,74	4,20
06	81,791	231,902	16,73	5,10
07	81,807	171,784	11,40	4,70
08	81,759	118,574	8,42	5,02
09	—	—	—	—
10	131,737	55,159	19,25	24,69
11	131,687	112,943	43,48	27,24
12	131,734	168,932	71,39	29,89
13	131,858	225,550	90,56	28,40

Selon la loi de Darcy, le coefficient de perméabilité k est relié à la viscosité de l'eau η par l'expression suivante :

$$k = \frac{\bar{k}}{\eta} \gamma_w,$$

où $\bar{k}$ désigne le coefficient de perméabilité intrinsèque du matériau et γ_w le poids volumique de l'eau.

Dans l'hypothèse où $\bar{k}$ est constant, l'évolution du coefficient de perméabilité k en fonction de la température T est donnée par l'expression suivante :

$$k(T) = k(T_0) \frac{\eta(T_0)}{\eta(T)},$$

où T_0 désigne la température initiale.

La figure 8 donne l'évolution du rapport des viscosités $\log_{10}[\eta(T)/\eta(T_0)]$ en fonction de la température T . Cette évolution décrit une courbe qui semble vérifier la loi établie par Boisson *et al.* (1992) sur des roches argileuses au moyen de l'expression suivante :

$$\log_{10} \frac{\eta(T)}{\eta(T_0)} = \frac{1,3272(T_0 - T) - 0,001053(T - T_0)^2}{T + 105},$$

Bibliographie

- Al-Tabaa A., Wood D.M. – Some measurements of the permeability of Kaolin. *Geotechnique*, 1987, vol. 37, n° 4, pp. 499-503.
- Boisson J.Y., Billiotte J., Norotte V. – *Étude au laboratoire de l'influence de la température sur le fluage des roches argileuses*. Rapport final, Communauté européenne de l'Énergie atomique, n° FI 1 W 0163 F, 1992.
- Lerouell S., Lerat P., Hight D.W., Powell J.M. – Hydraulic conduction of a recent

- estuarine silty clay at Bothkennar. *Geotechnique*, 1992, vol. 42, n° 2, pp. 275-288.
- Little J.A., Wood D.M., Paul M.A., Bouazza A. – Some laboratory measurements of permeability of Bothkennar clay in relation to soil fabric. *Geotechnique*, 1992, vol. 42, n° 2, 355-361.
- Olsen H.W., Nichols R.W., Rice T.L. – Low gradient permeability measurements in a triaxial system. *Geotechnique*, 1985, vol. 35, n° 2, pp. 145-157.

- Read M.D., Meredith P.G., Murrell S.A. – *Permeability measurement techniques under hydrostatic and deviatoric stress conditions*. Rock and Great depth, Maury et Fourmaintraux ed. Balkema, Rotterdam, 1989, pp. 211-217.

- Rousset G. – *Comportement mécanique des argiles profondes. Application au stockage des déchets radioactifs*. Thèse de doctorat de l'ENPC, 1988.

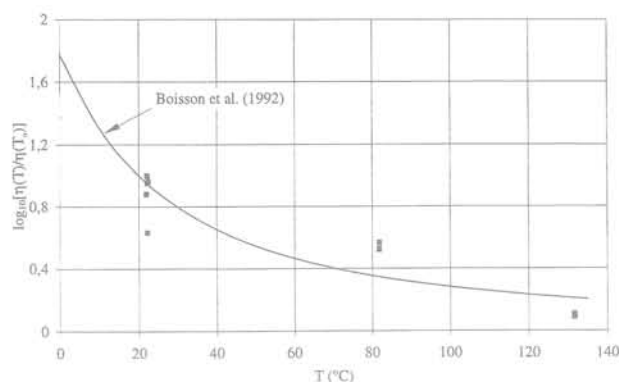


FIG. 8 Loi de variation de la viscosité de l'eau interstitielle en fonction de la température. Variation of the pore water viscosity as a function of temperature.

où $T_0 = 20^\circ\text{C}$.

On notera une diminution importante de la viscosité de l'eau interstitielle avec la température. Cette diminution est traduite par une forte augmentation du coefficient de perméabilité de l'argile.

6

Conclusion

On notera la bonne qualité de régulation de l'ensemble du dispositif expérimental, la fiabilité des mesures et leur représentativité. On doit, toutefois, se poser la question suivante : à défaut de donner des valeurs représentatives du coefficient de perméabilité de l'argile en place, ce dispositif surestime-t-il les mesures ou plutôt les sous-estime-t-il ? Il est encore trop tôt pour répondre à cette question, et il faudra donc amasser un grand nombre de résultats sur différents types d'argiles pour en tirer une conclusion. Il faudra aussi garder à l'esprit que la loi de Darcy, qui constitue la base de la description de l'écoulement de l'eau dans les pores de l'argile, n'est pas toujours en mesure de décrire de manière satisfaisante les propriétés hydrauliques des sols en place. La variabilité naturelle du matériau peut constituer un obstacle majeur à une évaluation correcte et précise de son coefficient de perméabilité car, à l'échelle du massif, il peut exister des cheminelements préférentiels qui augmentent considérablement la perméabilité d'ensemble par rapport à ce que l'on peut mesurer sur de petites éprouvettes en laboratoire.

Les résultats obtenus mettent en évidence l'influence de la température sur la perméabilité de l'argile et montrent qu'elle n'est pas beaucoup influencée par le gradient de pression interstitielle. Dans la gamme des gra-

dients hydrauliques étudiés ici, on peut noter que le coefficient de perméabilité déterminé à 130 °C est 5 à 6 fois supérieur à celui déterminé à 80 °C qui est, lui-

même, de 1,5 à 2 fois supérieur à celui déterminé à 20 °C. Ces variations peuvent être attribuées à des variations de la viscosité de l'eau interstitielle avec la température.

REMERCIEMENTS

L'étude a été réalisée en partie pour l'Agence nationale pour la gestion des déchets radioactif (ANDRA). L'auteur remercie B. Bazargan-Sabet,

S. Chanchole et D. Théval pour leur contribution à certaines parties de cette étude, notamment lors de la mise au point de l'appareillage.

Annexe 1.
Résultats des mesures

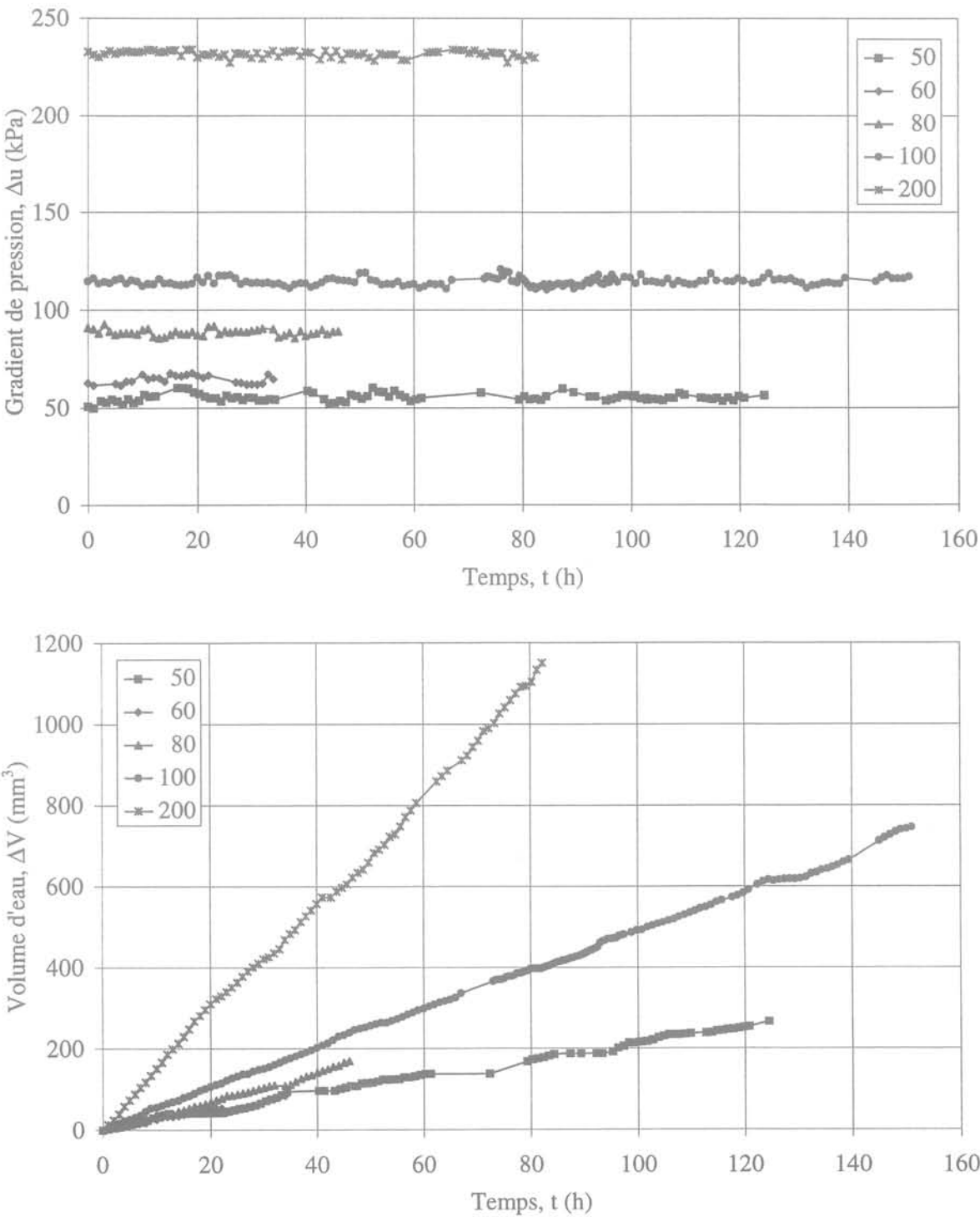


FIG. 1A1 Évolution du débit d'eau à la température $T = 20\text{ °C}$ pour les gradients hydrauliques $\Delta u_c = 50, 60, 80, 100$ et 200 kPa considérés.
Volumetric flow rate versus time for temperature $T = 20\text{ °C}$ at hydraulic gradients $\Delta u_c = 50, 60, 80, 100$ and 200 kPa .

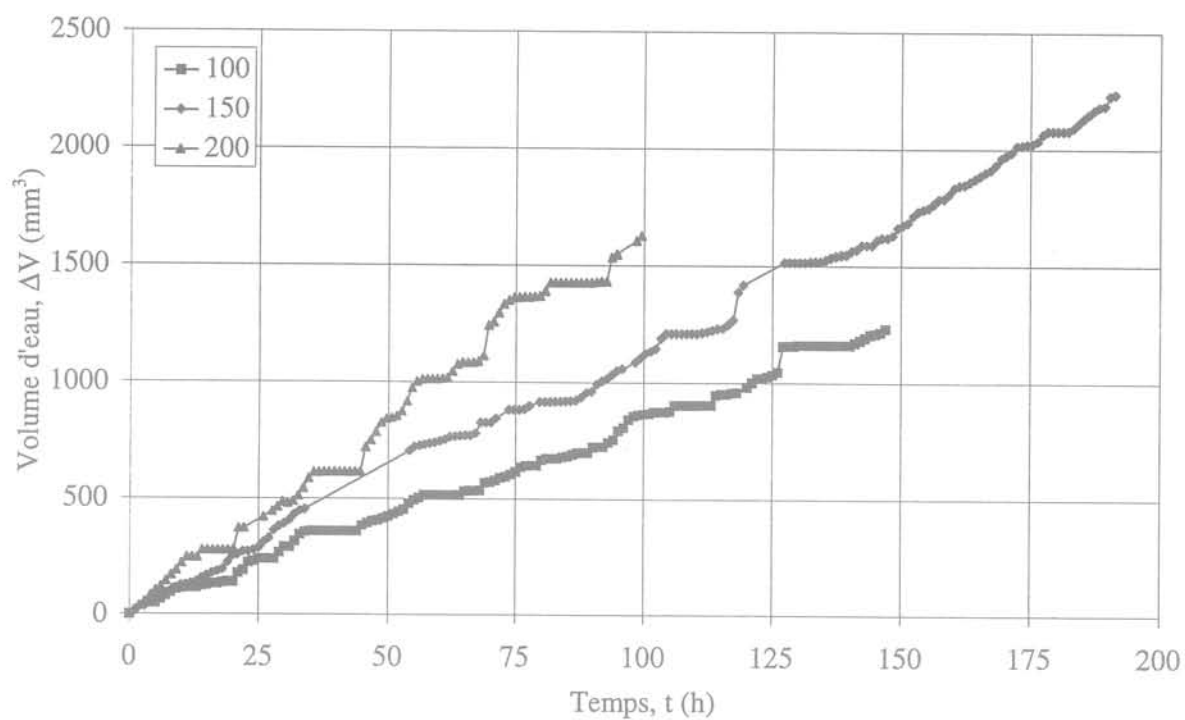
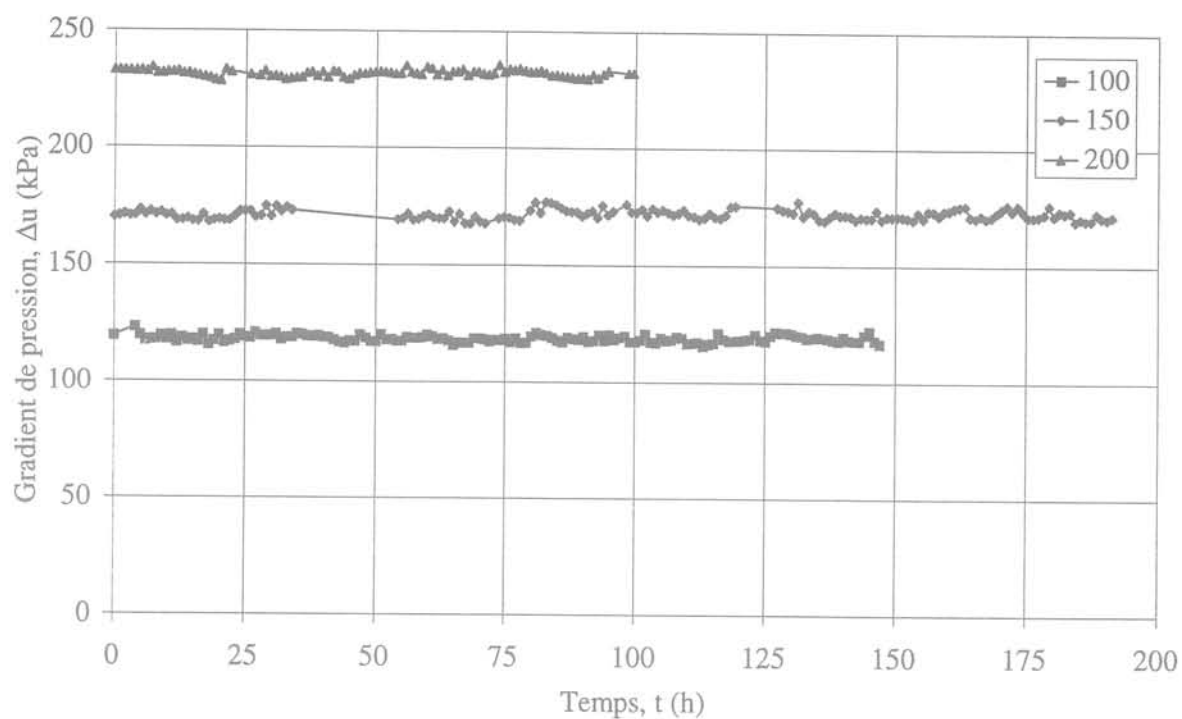


FIG. 1A2

Évolution du débit d'eau à la température $T = 80^\circ\text{C}$ pour les gradients hydrauliques $\Delta u_c = 100, 150$ et 200 kPa considérés.

Volumetric flow rate versus time for temperature $T = 80^\circ\text{C}$ at hydraulic gradients $\Delta u_c = 100, 150$ and 200 kPa.

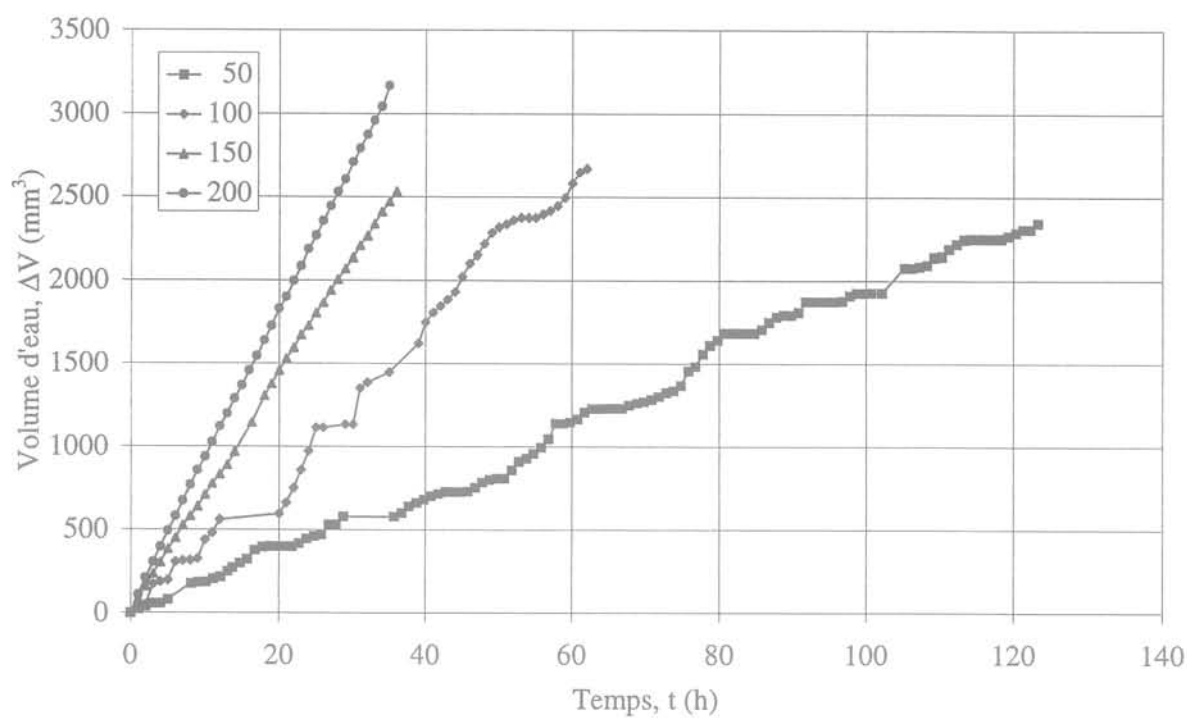
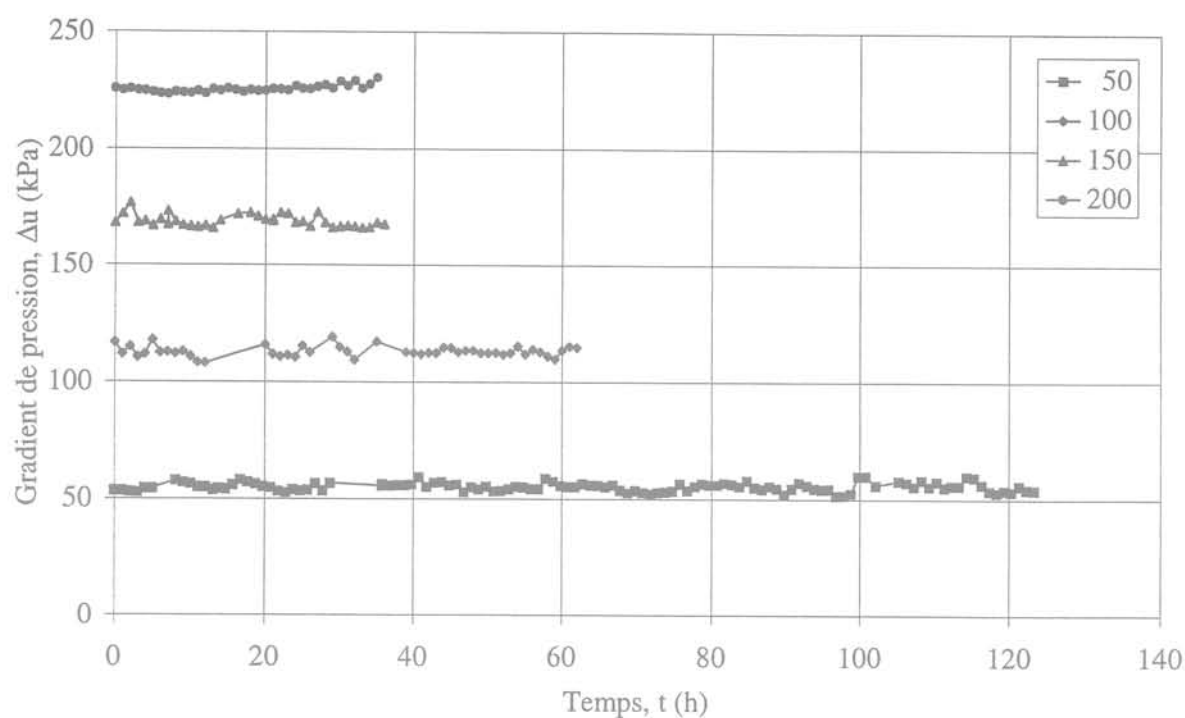


FIG. 1A3. Évolution du débit d'eau à la température $T = 130^\circ\text{C}$ pour les gradients hydrauliques $\Delta u_c = 50, 100, 150$ et 200 kPa considérés.

Volumetric flow rate versus time for temperature $T = 130^\circ\text{C}$ at hydraulic gradients $\Delta u_c = 50, 100, 150$ and 200 kPa.

Annexe 2.

Calcul analytiques

L'interprétation des résultats d'essais repose essentiellement sur l'exploitation des mesures du volume d'eau traversant l'éprouvette effectuées en fonction du temps. L'examen des courbes correspondantes permet de constater que, dans la gamme de gradients hydrauliques étudiés ici, il est possible de relier la vitesse d'écoulement v de l'eau sortant de l'éprouvette au gradient hydraulique i auquel elle est soumise par l'expression suivante :

$$v = k i,$$

qui n'est rien d'autre que la loi de Darcy, dans laquelle k désigne le coefficient de perméabilité du matériau. Dans cette relation :

– la vitesse d'écoulement est calculée au moyen de l'expression :

$$v = Q/S,$$

dans laquelle $S = 19,635 \text{ cm}^2$ désigne la section droite de l'éprouvette ;

– le gradient hydraulique est relié à la pression différentielle par l'expression :

$$i = \Delta u / \gamma_w L,$$

dans laquelle $L = 50 \text{ mm}$ désigne l'épaisseur de l'éprou-

vette et $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ le poids volumique de l'eau. D'où l'expression suivante du coefficient de perméabilité :

$$k = \frac{\gamma_w L}{S} \frac{Q}{\Delta u}.$$

Le débit Q est déterminé par minimisation de la fonction :

$$F(Q) = \sum_{i=1}^{i=m} (\Delta V_i - Q t_i)^2,$$

dans laquelle ΔV_i désigne la quantité d'eau correspondant à l'enregistrement i comptabilisée à l'instant t_i depuis le début de l'essai et m le nombre de mesures effectuées.

La dérivée de F par rapport à Q égale à zéro donne :

$$Q = \frac{\sum_{i=1}^{i=m} \Delta V_i t_i}{\sum_{i=1}^{i=m} t_i^2},$$

d'où finalement :

$$k = \frac{\gamma_w L}{S} \frac{1}{\Delta u} \frac{\sum_{i=1}^{i=m} \Delta V_i t_i}{\sum_{i=1}^{i=m} t_i^2}.$$

Abandon des cavités salines

P. BÉREST
B. BROUARD

*Laboratoire de Mécanique
des Solides,
École polytechnique,
91128 Palaiseau Cedex*

G. DURUP

*Département
Réservoirs Souterrains,
Gaz de France*

Résumé

Un intérêt croissant est porté aux conséquences pour l'environnement de l'abandon d'ouvrages souterrains. Parmi ces derniers, les stockages souterrains d'hydrocarbures attirent l'attention depuis quelques années ; dans le cas des cavernes dans le sel, l'intérêt est accru par plusieurs projets d'utilisation de telles cavernes pour l'enfouissement de déchets, notamment des résidus de la production pétrolière. Plusieurs auteurs ont attiré l'attention sur le scénario suivant : même en l'absence de déséquilibre thermique, la pression du fluide contenu (saumure par exemple) dans une caverne fermée augmente du fait du fluage naturel du sel. Un équilibre est en principe atteint, lorsque la pression du fluide devient égale à la pression naturelle des terrains. Mais, le fluide ayant en général une densité plus faible que les terrains, l'équilibre ne peut être assuré simultanément en tout point de la caverne ; surtout si celle-ci est de grande hauteur, un excès de pression significatif existera dans le fluide en haut de la caverne, avec un risque de fracturation du massif, qui pourra tendre à se développer vers le haut, jusqu'à faire débiter la saumure de la caverne dans le premier aquifère surincombant. On montre dans cet article que ce risque peut disparaître si on tient compte d'une certaine perméabilité du sel, qui permet une relaxation de la pression du fluide. Le risque est alors limité à la période transitoire pendant laquelle les déséquilibres thermiques initiaux se résorbent.

Abandonment of salt caverns

Abstract

Solution-mined caverns are designed to be sealed and abandoned one day. In some cases, wastes will be disposed in the cavern before sealing. Due to increasing concern of environmental and safety issues, the long-term behavior of brine (or brine plus wastes) bubble initially enclosed in a cavern has been analyzed by several authors who emphasize the fracture risk due to progressive pressure build-up in the cavern caused by brine heating and cavern creep. In this paper, we examine rock-salt permeability : even if small, it results in some pressure release and leads to a final equilibrium pressure that is substantially lower, in many cases, than the lithostatic pressure. Then, the fracture risk is restricted to the transient period during which the initial temperature disequilibrium has not yet been resorbed.

Introduction

Depuis plusieurs années, un intérêt particulier est porté au comportement thermomécanique, après leur fermeture et leur abandon, des cavités souterraines réalisées par dissolution. On pense ici aux cavités relativement profondes, comprises entre 500 m et 2 000 m de profondeur, pour fixer les idées. Ces cavités se distinguent d'ouvrages souvent plus anciens et moins profonds, réalisés dans le contexte géologique de la frange actuelle d'une formation salifère, fréquemment exploitées avec interconnexion entre les cavernes, et visant essentiellement à produire de la saumure, dont les exploitations de l'Est de la France (région de Nancy) constituent un bon exemple.

L'intérêt pour les cavernes relativement (ou très) profondes s'est accru d'une part en raison d'une sensibilité accrue en matière de protection de l'environnement, qui conduit à s'interroger sur le devenir à très long terme des ouvrages souterrains créés par l'homme ; et d'autre part en raison de plusieurs projets dans lesquels d'anciennes cavernes souterraines sont utilisées pour l'enfouissement de déchets industriels ou chimiques. On peut citer par exemple Langer *et al.* (1984), Wallner (1986), Cauberg *et al.* (1986), Bérest (1990), Cosenza et Ghoreychi (1993), Ehgartner et Linn (1994), You *et al.* (1994), Fokker (1995), Veil *et al.* (1997), Bérest et Brouard (1996), qui ont contribué à divers aspects de la discussion.

Les analyses mécaniques s'accordent le plus souvent sur le scénario général suivant : si la caverne, au moment de sa fermeture et de son abandon, contient du fluide (de la saumure, en général), la pression de ce fluide augmentera au cours du temps en raison de la réduction de volume de la caverne associée au fluage du sel, et de l'expansion du fluide provoquée par son réchauffement (en effet, dans la plupart des cas envisageables, l'équilibre thermique n'est pas réalisé au moment de la fermeture). Langer *et al.* (1984) ou Wallner (1986) ont montré que cet accroissement de pression conduit à un risque de fracturation dans les cavernes de grande hauteur en raison de l'écart de densité entre la saumure et le sel : la variation du volume global de la caverne s'annule quand la pression moyenne est en équilibre avec la pression des terrains ; mais alors, en raison de l'écart des densités respectives du sel et de la saumure, la pression de la saumure présente un excès dans la partie sommitale, où existent les conditions d'une fracturation naturelle.

Ce type d'analyse néglige toutefois l'effet favorable de la perméabilité de la formation salifère, qui permet une certaine percolation de la saumure contenue dans la caverne vers le massif rocheux. On va établir que cette percolation peut diminuer significativement la pression finale régnant dans la caverne.

Dans une première partie, on discutera séparément les principaux phénomènes physiques qui jouent un rôle dans l'accroissement de pression :

- l'échauffement et la dilatation thermique de la saumure ;
- la percolation de la saumure dans le massif ;
- le fluage de la caverne.

Puis on discutera successivement les effets :

- du fluage dans une caverne étanche ;
- du fluage combiné à la percolation ;

– du fluage, de la percolation et de la dilatation de la saumure combinés.

Cette dernière combinaison est évidemment celle qui décrit le mieux les situations réelles, mais l'analyse séparée des autres effets permet d'en apprécier les apports respectifs.

On montrera que cette analyse permet une interprétation assez satisfaisante de plusieurs observations effectuées en place (mesure de l'accroissement de pression dans des cavernes fermées).

En conclusion, nous proposons des procédures susceptibles de réduire la vitesse de montée en pression et la valeur maximale atteinte par la pression.

2

Contribution des phénomènes thermiques, mécaniques et hydrauliques

2.1

Phénomènes thermiques – Effet du lessivage

Le lessivage des cavernes s'effectue en général au moyen d'eau relativement froide (12 °C) provenant d'aquifères superficiels. La température du sel est plus élevée et croît avec la profondeur. Les valeurs sont assez dispersées : la conductivité thermique du sel est sensiblement plus forte que celle de la moyenne des roches ; aussi la température dans le sel dépend-elle de la profondeur du toit de la formation salifère et, évidemment, du contexte géologique local. On peut trouver typiquement 45 °C à 1 000 m de profondeur et 55 °C à 1 450 m de profondeur (gisement d'Etrez ; Hugout, 1988) ou 70 °C à 1 500 m de profondeur (gisement de Tersanne ; Hugout, 1988) ou encore 100 °C à 2 000 m de profondeur (gisement de Vauvert ; You et Valette, 1994). Au cours du lessivage, l'eau douce injectée dans la caverne dissout le sel ; sa température augmente, par mélange avec le sel dissous et par conduction thermique de la chaleur du massif vers la caverne. Le bilan thermique global est assez compliqué, parce que la dissolution du sel gemme contenant des impuretés (sulfates principalement) est un processus plus ou moins endothermique et que, dans le puits, l'eau douce injectée et la saumure soutirée, plus chaude, échangent de la chaleur. Ce bilan dépend en particulier de l'histoire des débits d'injection d'eau douce. Au total, à la fin du lessivage, la température moyenne de la saumure est intermédiaire entre celle de l'eau douce injectée et celle du massif salifère et plutôt plus proche de la première, Brouard *et al.* (1997) ; ultérieurement, si cette saumure demeure dans la caverne, sa température augmente lentement et tend vers un équilibre avec la température du massif rocheux.

Une conclusion analogue vaudrait si, à l'issue d'une période d'utilisation de la caverne pour le stockage d'hydrocarbures, celle-ci était remplie de saumure ou d'eau douce (qui se saturerait assez vite en sel), puis abandonnée.

L'évolution de la température de la saumure abandonnée dans une caverne peut être calculée simplement, au prix de quelques hypothèses qui sont, pour l'essentiel :

1) La chaleur est transportée du massif, plus chaud, vers la caverne, plus froide, par conduction thermique, selon la loi de Fourier. Des valeurs typiques de la conductivité et de la diffusivité thermiques du sel gemme sont respectivement $\bar{K} = 6 \text{ W/m}^\circ\text{C}$ et $k = 3.10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

2) La chaleur qui traverse la paroi de la caverne augmente la température moyenne T_i de la saumure. On a donc les deux relations :

$$\begin{cases} \frac{\delta T}{\delta t} = k \Delta T & \text{dans le massif} \\ -\iint \bar{K} \frac{\delta T}{\delta n} da = \rho_s C_s V \dot{T}_i & \text{à la paroi} \end{cases}$$

où $\rho_s C_s$ est la chaleur spécifique volumique de la saumure et V est le volume de la caverne.

3) La température dans la caverne est à peu près uniforme, la saumure étant brassée par thermoconvection. La figure 1 illustre cette idée : on a effectué une mesure de température dans la caverne Ez53 en 1996, soit quatorze ans après la fin du lessivage ; après une telle durée, dans cette petite caverne, la température moyenne est redevenue égale à celle du massif environnant. Suivant l'axe du sondage, le gradient vertical de température est sensiblement plus faible dans la saumure que dans le massif. Pourtant la conductivité de la saumure est plus petite que celle du sel gemme, d'un facteur 10 environ ; de sorte que, si la saumure était immobile, le gradient de température y serait sensiblement plus fort. C'est donc que le gradient géothermique, à lui seul, engendre un brassage efficace de la saumure ; on peut attendre qu'il en soit *a fortiori* de

même si, de plus, les températures moyennes du sel et de la saumure sont distinctes, comme c'est le cas après un lessivage.

En négligeant la « résistance de contact » (c'est-à-dire un écart éventuel de température entre la saumure et le sel à la paroi), on peut compléter les relations précédentes par une condition de continuité à la paroi :

$$T = T_i(t) \quad \text{à la paroi :}$$

Le système obtenu peut être aisément résolu par un calcul sur ordinateur. Si on néglige l'histoire thermique de la caverne avant la fin du lessivage, l'écart entre la température du massif à la profondeur de la cavité $T_R = T_R(z)$ et la température moyenne de la saumure contenue dans la caverne, soit $T_i(t)$, évolue suivant une loi de la forme :

$$T_R - T_i(t) = [T_R - T_i(0)] \varphi\left(\frac{t}{t_c}\right) \quad (1)$$

où t_c désigne le « temps caractéristique » du processus d'échauffement, après lequel environ 75 % de l'écart initial de température est résorbé. Pour une cavité sphérique, et plus généralement une cavité peu élançée, ce temps est :

$$t_c = \frac{V^{2/3}}{4k} \quad (2)$$

où V est le volume de la caverne (en m^3). Pour une caverne de $8\,000 \text{ m}^3$ environ, le temps caractéristique est environ $t_c \approx 1$ an ; pour une caverne de $500\,000 \text{ m}^3$, on a $t_c \approx 16$ ans. Ce dernier chiffre doit être mis en exergue : pour une grande caverne, le processus de réchauffement de la saumure est très lent. (Pour une cavité très élançée, de rayon R , on obtient des conclusions analogues avec $t_c = \frac{\pi R^2}{4k}$).

La fonction $\varphi = \varphi(u)$ avec $u = t/t_c$ de la formule (1) peut être déterminée précisément pour une forme cylindrique, on peut consulter Ehgartner et Linn (1994) ; pour une forme sphérique, la fonction φ est donnée dans Bérest *et al.* (1979). On a par définition $\varphi(0) = 1$, $\varphi(1) = 0,25$ et l'évolution de la température sera donnée par :

$$\dot{T}_i(t) = -[T_R - T_i(0)] \frac{d\varphi}{du}(u)/t_c ; u = t/t_c \quad (3)$$

Il est rare qu'on mesure directement l'évolution de la température au cours du temps dans une caverne ; on observe plutôt ses conséquences (l'accroissement concomitant de pression, dans une caverne fermée ; ou l'écoulement de la saumure par la tête de puits, si cette dernière est laissée ouverte) qui peuvent souvent être mesurées avec précision. Ces points seront discutés au paragraphe suivant ; un exemple de mesure directe de l'évolution de la température est représenté sur la figure 2.

Gaz de France a mesuré la température de la saumure à différents instants après la fin du lessivage en descendant un thermomètre à la même profondeur dans la caverne Ez53, dont la profondeur est 950 m et le volume est $7\,500 \text{ m}^3$ environ (ou un peu moins ; mais plutôt proche de $8\,000 \text{ m}^3$ si on englobe le puits d'insolubles sédimentés au fond de la caverne). Immédiatement après la fin du lessivage, la température de la saumure était $T_i(0) \approx 28^\circ\text{C}$, qu'il faut comparer à la température naturelle du massif $T_R = 45^\circ\text{C}$. Dans cette caverne (qui est petite) on vérifie que 60 % de l'écart initial de température est résorbé après 8,5 mois (le calcul prévoit 75 % après 12 mois).

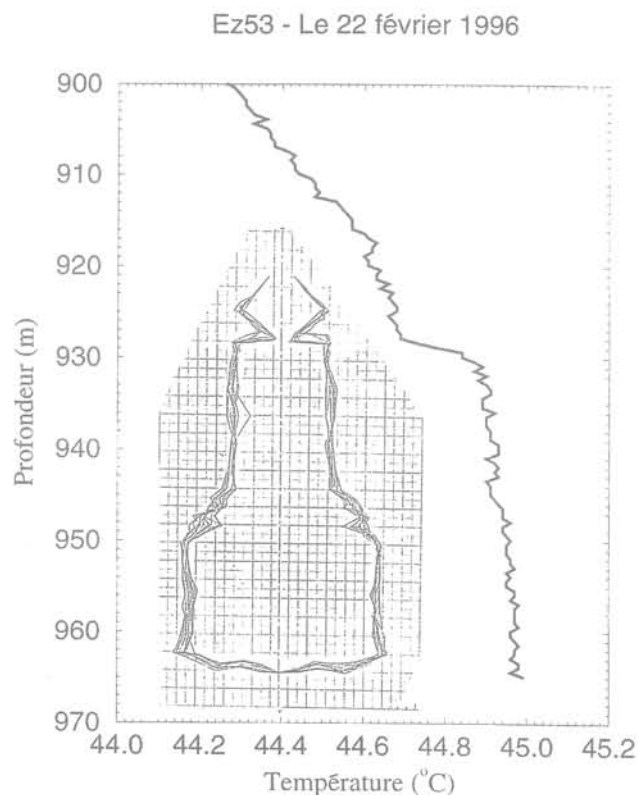


FIG. 1 Distribution verticale de la température suivant l'axe de la caverne Ez53 (février 1996).
Temperature evolution vs depth along the Ez53 cavern axis (February 1996).

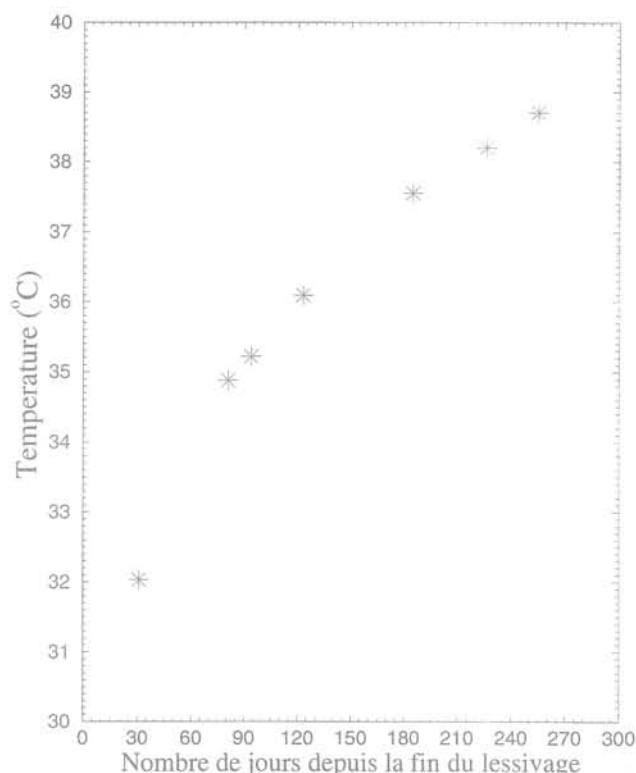


FIG. 2 Température mesurée dans la caverne Ez53 à différents instants après la fin du lessivage, de juillet 1982 à mai 1983.
Temperature as measured in the Ez53 cavern at different moments after the end of leaching, from July 1982 to May 1983.

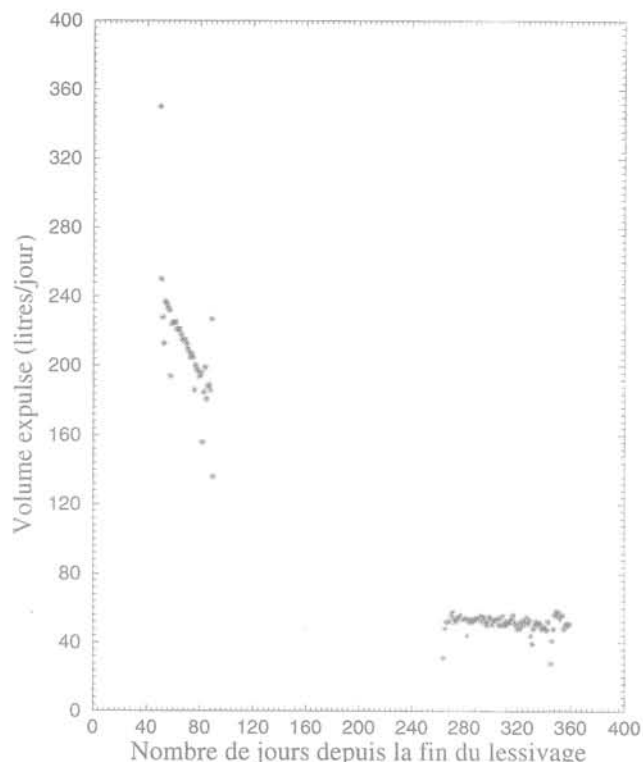


FIG. 3 Débit expulsé de la caverne Ez53 pendant les deux phases où elle était ouverte ; les jours sont comptés à partir de la fin du lessivage de la caverne.
Flow expelled from the Ez53 cavern when opened. Time origin is the end of leaching.

2.2

Dilatation thermique

Si la caverne est ouverte en tête de puits, le réchauffement produit une dilatation thermique de la saumure, de sorte qu'un certain débit sera expulsé naturellement de la caverne. Le coefficient de dilatation thermique de la saumure est $\alpha \approx 4,4 \cdot 10^{-4} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ selon Boucly (1981) ; ainsi le débit qui sera expulsé de la caverne peut être exprimé comme suit :

$$Q_{th} = \alpha V \dot{T}_i \quad (6)$$

où $\dot{T}_i$ est la dérivée par rapport au temps de la température moyenne de la saumure contenue dans la caverne. Par exemple, Hugout (1988) a mesuré le débit expulsé par la caverne Ez53 (voir Fig. 3) pendant les jours 50 à 90 et 263 à 360 (comptés depuis la fin du lessivage) ; le débit observé est un peu plus grand que ce qu'on aurait pu attendre des mesures de température citées plus haut. En effet, en moyenne entre les jours 31 et 81, l'élévation mesurée de température est de $0,057 \text{ } ^\circ\text{C}$ par jour, qui produirait, pour un volume de $7\,500 \text{ m}^3$ de saumure environ, un débit expulsé $Q_{th} \approx 190$ litres par jour, ce qui est plus petit que le débit mesuré. Il existe une incertitude sur le volume mais elle ne peut expliquer l'écart observé (une mesure sonar effectuée en 1982 a donné un volume $V = 7\,100 \text{ m}^3$ avec une incertitude de 5 % ; de plus le sonar ne « voit » pas le volume du puits rempli d'insolubles sédimentés (5 à 10 % du volume total) ni le volume de la saumure piégée entre les sédiments ; de sorte que $7\,500 \text{ m}^3$ est une valeur rai-

sonnable du volume réel de saumure). La raison de l'écart entre débit prévu et débit mesuré, on le verra, tient pour l'essentiel à l'effet additionnel de la réduction du volume de la caverne par fluage.

En combinant les relations (2) (3) (4), il apparaît que, toutes choses égales par ailleurs (c'est-à-dire notamment pour les mêmes valeurs du temps réduits t/t_c), le débit varie encore comme la puissance $1/3$ du volume de la caverne, ou encore comme sa dimension caractéristique :

$$Q_{th} \sim V^{1/3} [T_R - T_i(0)]$$

où $[T_R - T_i(0)]$ est l'écart initial de température. En d'autres termes, si le débit est de 200 litres/jour dans une caverne de $8\,000 \text{ m}^3$, sa valeur au cours des premiers mois après la fin du lessivage dans une caverne de $512\,000 \text{ m}^3$, qui est 64 fois plus grosse, sera 800 litres/jour ; toutefois ce débit décroîtra plus lentement dans la grosse caverne.

2.3

Compressibilité de la caverne

La saumure, mais aussi le sel gemme, présentent une certaine compressibilité. Quand on injecte dans une caverne fermée un débit Q de saumure, l'accroissement concomitant de pression P_i dans la caverne est :

$$Q = \beta V \dot{P}_i \quad (5)$$

où V est le volume de la caverne et β et le « facteur de compressibilité » qui est la somme du facteur de com-

pressibilité de la saumure (environ $\beta_s \approx 2,7 \cdot 10^{-10} \text{ Pa}^{-1}$) et du facteur de compressibilité de la cavité (typiquement $\beta_r \approx 1,3 \cdot 10^{-10} \text{ Pa}^{-1}$ pour une cavité de forme régulière).

Ainsi une valeur typique du facteur de compressibilité est $\beta = 4 \cdot 10^{-10} \text{ Pa}^{-1}$ (Boucly, 1982) ; elle signifie que dans une cavité fermée de $500\,000 \text{ m}^3$, l'injection de 1 m^3 de saumure additionnelle conduit à un accroissement de pression de 5 kPa ($0,05 \text{ bar}$).

Colin et You (1990) proposent une valeur légèrement supérieure, $\beta = 5 \cdot 10^{-10} \text{ Pa}^{-1}$ pour les cavernes (de forme cylindrique) du site de Manosque (France). Le facteur de compressibilité peut être plus important si la cavité contient une poche de gaz, même de faible volume. Bérest *et al.* (1997) rapportent une valeur de $\beta = 11 \cdot 10^{-10} \text{ Pa}^{-1}$ dans une cavité comportant une poche de gaz occupant environ $0,5 \%$ du volume total.

2.4

Perméabilité du sel

Le sel a longtemps été considéré comme parfaitement imperméable ; il est vrai que sa perméabilité est extrêmement petite (un sel pur et intact possède une perméabilité intrinsèque qui est typiquement inférieure ou égale à $K = 10^{-22} \text{ m}^2$; à l'échelle d'une formation salifère on peut avoir $K = 10^{-21} \text{ m}^2$ à 10^{-19} m^2 , Durup, 1994).

Au laboratoire, il est nécessaire d'être très soigneux car le prélèvement d'échantillons, leur transport, leur préparation peuvent augmenter la perméabilité de plusieurs ordres de grandeur. Des progrès récents dans l'expérimentation et l'interprétation (Spiers *et al.*, 1987 ; Peach, 1991 ; Le Guen, 1992) font penser qu'une compréhension et une modélisation des phénomènes de perméabilité dans le sel ne sont pas hors de vue.

Nous adopterons dans cet article un point de vue plus empirique en utilisant les enseignements des essais *in situ*. Par exemple, dans le site d'Etrez, Durup (1994) a effectué un essai d'un an sur un découvert d'une centaine de mètres de haut d'un sondage, à $1\,000 \text{ m}$ de profondeur, en augmentant progressivement la pression en tête de puits, depuis la pression atmosphérique jusqu'à la pression de fracturation, par étapes successives d'une durée d'un mois environ. Ses conclusions étaient :

- Le débit percolant dans le massif est proportionnel à la pression appliquée en tête de puits, de sorte que la loi de Darcy s'applique (globalement) au comportement hydraulique du puits ; de plus, la pression de pore naturelle semble égale au poids d'une colonne de saumure montant jusqu'à la surface du sol, soit $P_0 \text{ (MPa)} = 0,012 z \text{ (m)}$. Cette distribution de pression sera dite *halmostatique* par analogie avec la pression hydrostatique ($P_0 = 0,01 z$) ou lithostatique ($P_0 = 0,022 z$). Il faut remarquer que cette valeur ne peut être expliquée par des arguments simples ; elle peut dans certains cas refléter l'histoire récente de la cavité plutôt que la véritable pression naturelle de la saumure. Sur le site du WIPP, au Nouveau Mexique, la pression naturelle paraît plus élevée que la valeur proposée.

- La perméabilité (globale) intrinsèque est $K = 6 \cdot 10^{-20} \text{ m}^2$.

Il ne faut évidemment pas inférer sans précaution de ces conclusions (globales) des affirmations relatives à la perméabilité (locale) du sel. En effet :

- Le sel d'Etrez contient approximativement 10% d'impuretés (argiles, anhydrite) dont une part se présente sous forme de lits horizontaux. Il est possible qu'une partie significative de la percolation observée s'effectue dans ces niveaux particuliers.

- Par ailleurs, on sait que la perméabilité est très fortement influencée par l'histoire des contraintes auxquelles le sel a été soumis. Par exemple, Cosenza et Ghoreychi (1993) ou Hunsche (1991) et Critescu et Hunsche (1993) suggèrent une distinction entre un domaine contractant (faibles contraintes déviatoriques, forte pression moyenne) dans lequel le fluage viscoplastique est de type associé (c'est-à-dire sans changement de volume) et un domaine dilatant (grandes contraintes déviatoriques) dans lequel des déformations irréversibles substantielles surviennent, accompagnées d'une augmentation considérable de la perméabilité (plusieurs ordres de grandeur). Ainsi dans le site du WIPP au Nouveau Mexique, où la perméabilité du massif naturel est très faible (moins de $K = 10^{-22} \text{ m}^2$), on a pu mettre en évidence un accroissement de plusieurs ordres de grandeur de la perméabilité au voisinage des parois d'un puits de la mine (Dale et Hurtado, 1997). On peut imaginer qu'un phénomène analogue survient dans un sondage, ou aux parois d'une cavité souterraine, de sorte que la perméabilité apparente mesurée serait largement influencée par des effets de paroi. Toutefois, on ne dispose d'aucune preuve directe d'un tel phénomène, et l'analogie entre un puits de mine ou une galerie (soumis à la pression atmosphérique) et un sondage (soumis à une pression de saumure significative) ne peut être faite sans précaution (Nguyen Minh Duc, communication personnelle).

Il faut reconnaître qu'il subsiste des incertitudes d'interprétation ; néanmoins dans la suite nous adopterons la notion « utile » de perméabilité au sens de Darcy de la formation salifère et nous ferons varier la perméabilité intrinsèque dans la fourchette $K = 10^{-22} \text{ m}^2$ à $K = 10^{-19} \text{ m}^2$.

2.5

Fluage

D'innombrables travaux ont été consacrés aux diverses facettes du comportement rhéologique du sel ; ils ne semblent pas avoir épuisé le sujet, dont la complexité est fascinante (voir par exemple Hardy et Langer, 1984 et 1988 ; Ghoreychi *et al.*, 1996 ; Aubertin, 1997). Néanmoins, la plupart des auteurs s'accordent sur les caractéristiques principales du comportement de ce matériau :

- Le sel se comporte comme un fluide : il s'écoule sous des charges déviatoriques même très faibles.

- Le sel est un fluide non-newtonien : sa vitesse de déformation de distorsion est proportionnelle à une puissance élevée (de 3 à 5 typiquement) de la contrainte déviatorique appliquée. Pour une structure telle qu'une cavité souterraine, cette propriété signifie que la vitesse de fermeture d'une cavité (c'est-à-dire la vitesse de variation relative du volume) est proportionnelle à une puissance élevée de l'écart entre la pression lithostatique et la pression interne dans la cavité.

- La vitesse de déformation est fortement influencée par la température, elle s'accroît de deux ordres de grandeur quand la température augmente de 100°C .

Les deux effets (de l'écart de pression et de la température) se combinent lorsqu'on fait varier la profondeur de cavernes remplies de saumure et ouvertes à l'atmosphère. A une profondeur de 1 000 m, la pression lithostatique est de l'ordre de $P_R = 22$ MPa, la pression dans la caverne ouverte à la surface (pression halmostatique) est $P_i(0) = 12$ MPa, la température de la roche est $T_R = 45$ °C ; la diminution de volume en régime permanent est typiquement $2,5 \cdot 10^{-4}$ par an (cette valeur a été mesurée par Bérest et Blum (1992) pour la caverne Ez53 citée plus haut, huit ans après la fin du lessivage). A une profondeur de 2 000 m, cette vitesse serait augmentée par un facteur 100 au moins, en raison de l'accroissement conjoint de la température et de la pression naturelle des terrains.

Pour estimer des ordres de grandeur, on suppose dans la suite que le régime permanent de fluage peut être décrit par l'évolution suivante de la variation de volume au cours du temps :

$$\dot{\epsilon}_v = \frac{\dot{V}}{V} = -B(P_R - P_i)^m \quad (6)$$

où $B = B(T) = A e^{\left[\frac{Q^*}{R^*} \left(\frac{1}{T^*} - \frac{1}{T_0} \right) \right]}$ et où le signe « moins » tient à ce que le volume de la caverne diminue ($V < 0$). La pression lithostatique P_R est exprimée en MPa (on a à peu près $P_R = 0,022 z$), P_i est la pression régnant dans la caverne, z étant la profondeur de la caverne en mètre, T^* est la température absolue du massif rocheux (exprimée ici en Kelvin) ; T_0 est la température de référence (45 °C, ou 318 K) ; R est la constante des gaz parfaits, qui fixe l'unité d'énergie. Un ensemble raisonnable de valeurs des paramètres est :

$$\begin{cases} Q^*/R^* = 5\,360 \text{ K}^{-1} \\ m = 3 \\ A = 2,5 \cdot 10^{-7} (\text{année})^{-1} \end{cases}$$

Avec ces valeurs, le fluage de la caverne, qui est $2,5 \cdot 10^{-4} \text{ an}^{-1}$ à 1 000 m de profondeur, vaut $2,5 \cdot 10^{-2} \text{ an}^{-1}$ à 2 000 m de profondeur, si on suppose qu'il y règne une température de 100 °C ; l'accroissement de l'écart de pression est responsable d'une multiplication par 8 de la vitesse de fluage (l'effet de l'accroissement de température est une multiplication par 12).

Ces valeurs numériques ne sont pas universelles ; les expériences de laboratoire donnent souvent des valeurs du coefficient m plus élevées, jusqu'à $m = 5$. En revanche, la valeur du coefficient Q^*/R^* est proche de celle donnée par Pfeifle *et al.* (1996) pour le sel d'Avery Island. Les auteurs ont bénéficié à ce propos des commentaires de Gérard Vouille, 1996.

3

Effets combinés des phénomènes thermiques, mécaniques et hydrauliques

3.1

Effet du fluage seul

Ayant analysé les divers facteurs qui provoquent la montée en pression dans les cavernes fermées, on envisage dans la suite les effets qui résultent de la combi-

naison de ces facteurs. Il est commode d'examiner successivement des modèles prenant en compte un nombre croissant de facteurs, en commençant par le fluage seul. Ce premier modèle a un sens si la saumure a été laissée au repos avant fermeture de la caverne pendant un temps long vis-à-vis du temps caractéristique thermique, $t_c = V^{2/3}/(4k)$, de sorte que la température moyenne de la saumure dans la caverne n'est pas très différente de la température du massif rocheux ; et si on peut négliger la percolation (c'est d'autant plus légitime que la perméabilité du sel est petite et que la caverne est grande).

L'effet du fluage est de diminuer le volume de la caverne, donc d'augmenter la pression dans celle-ci, ce qui ralentit progressivement la vitesse de fluage. Pour simplifier les estimations, on suppose qu'un régime permanent est atteint à chaque instant (cette hypothèse est raisonnable dès lors que, comme il apparaîtra plus loin, le processus est lent).

Par ailleurs, en raison de la compressibilité de la caverne, nous avons :

$$\frac{\dot{V}}{V} + \beta \dot{P}_i = 0$$

et, en combinant la relation précédente et la relation (6) puis en intégrant par rapport au temps, il vient, pour l'évolution au cours du temps $P_i = P_i(t)$ de la pression de la saumure :

$$\frac{P_R - P_i(t)}{P_R - P_i(0)} = \left\{ 1 + \frac{(m-1)B[P_R - P_i(0)]^{m-1}t}{\beta} \right\}^{\frac{1}{1-m}}$$

avec typiquement $m = 3$, $\beta = 4 \cdot 10^{-4} \text{ MPa}^{-1}$. La vitesse initiale de montée en pression sera $0,625 \text{ MPa} \cdot (\text{an})^{-1}$ dans une caverne fermée située à 1 000 m de profondeur, pour laquelle $B = 2,5 \cdot 10^{-7} (\text{MPa})^{-m} (\text{an})^{-1}$ et l'écart entre la pression lithostatique et la pression halmostatique est $P_R - P_i(0) = 10$ MPa. A une telle profondeur, cette différence sera divisée par 2 après 8 ans et divisée par 10 après 8 siècles environ.

Les ordres de grandeur sont très différents pour une caverne située à 2 000 m de profondeur, pour laquelle $B = 3 \cdot 10^{-6} (\text{MPa})^{-m} (\text{an})^{-1}$ et $P_R - P_i(0) = 20$ MPa ; l'échelle de temps sera réduite par un facteur légèrement inférieur à 50 ; autrement dit l'écart entre la pression lithostatique et la pression intérieure sera 10 MPa (division par 2) après 2 mois, et 2 MPa (division par 10) après 16 ans.

Ces résultats seront confrontés plus loin aux données de terrain.

Ainsi, dans une caverne fermée et parfaitement imperméable, l'augmentation (due au fluage) de la pression de la saumure, qui tend vers la pression lithostatique, voit sa vitesse considérablement réduite avec le temps ; toutefois, le phénomène voit sa vitesse augmenter considérablement avec la profondeur.

Il faut noter que ces conclusions ne dépendent pas des dimensions de la caverne ; elles seraient confirmées et accentuées si l'exposant m dans la loi de comportement non linéaire du sel était égal à 4 ou 5, évaluation qui peut être réaliste dans bien des cas.

• Risque de fracturation

Pour l'instant, la dilatation thermique et la percolation n'ont pas été prises en considération, leur influence sera discutée par la suite ; on discutera d'abord la nature de l'état final atteint à la fin de la montée en pression. Ainsi

qu'on l'a indiqué en introduction, on verra qu'un équilibre stable ne peut être atteint, dans beaucoup de cas, comme l'ont observé de nombreux auteurs, par exemple Langer *et al.* (1984) ou Ehgartner et Linn (1994). Nous avons supposé dans les calculs précédents qu'il y avait une pression uniforme de la saumure dans la caverne et une pression uniforme à l'infini dans le massif; en fait il est plus correct de parler de pression moyenne dans la caverne et de pression à l'infini dans le plan horizontal passant par le centre de la caverne. La masse volumique de la saumure (1 200 kg/m³) est sensiblement différente de la masse volumique du sel (2 200 kg/m³); aussi même si les valeurs moyennes des pressions sont égales, les gradients de pression étant inégaux, les pressions dans la saumure et dans le sel ne peuvent être égales en tout point de la paroi. La pression de saumure présente, par rapport à la pression lithostatique, un excès au sommet de la caverne, un déficit au fond: la cavité s'élargit au sommet, alors que son fond remonte, de sorte que la caverne monte globalement (Fig. 4).

Ce mouvement est vraisemblablement lent, car les pressions motrices sont faibles (leur amplitude est donnée par la différence entre les pressions déterminées par deux colonnes de sel et de saumure, respectivement, dont la hauteur serait égale à celle de la caverne, $\Delta P = 5$ MPa pour une caverne de 500 m de haut).

Bien plus sérieux est le risque de fracturation du sel. Sa résistance à la traction est faible, et la fracturation peut survenir quand la pression de la saumure dépasse d'une petite quantité la pression lithostatique (pour une description d'un essai de fracturation lent, voir Durup, 1994). Sauf dans le cas d'un sel en couche qui présente-

rait des hétérogénéités stratigraphiques marquées, on peut penser que la fracture apparaîtra d'abord au sommet de la caverne et tendra à progresser vers le haut, parce que l'écart entre la pression lithostatique et la pression de saumure croît quand la hauteur totale (de la caverne plus la fracture) augmente.

Pour être complet, on doit noter aussi que l'équilibre thermique ne peut être atteint, en raison de l'existence d'un gradient géothermique: la température de la roche est plus froide au toit de la caverne, de sorte qu'une thermoconvection naturelle se met en place, la saumure chaude montant le long des parois de la caverne, déposant du sel au toit, puis descendant le long de l'axe de la caverne. La dissolution (au fond) et la cristallisation (au toit) produisent un mouvement apparent descendant de la caverne, dont la vitesse est probablement très faible, voir Bérest (1990).

3.2

Effet du fluage et de la percolation de saumure dans une caverne fermée, quand la dilatation thermique peut être négligée

Si l'on prend en compte l'effet de la percolation de la saumure dans le massif, la pression tend vers des niveaux d'équilibre sensiblement plus bas, comme indiqué par Bérest (1990), Ghoreychi et Cosenza (1993), Bérest et Brouard (1995). Un état d'équilibre sera atteint quand la vitesse de diminution du volume de la caverne, due au fluage, équilibre exactement le débit de la saumure qui percole de la caverne vers le massif. La percolation peut être estimée approximativement en supposant que la caverne se comporte comme une cavité sphérique, de rayon R tel que $V = 4\pi R^3/3$, réalisée dans une roche poreuse dans laquelle la percolation obéit à la loi de Darcy. En régime permanent, la distribution de pression dans le massif suit une loi harmonique (en $1/r$) et le débit de saumure traversant les parois de la caverne sera :

$$\dot{\varepsilon}_{\text{perc}} = \frac{Q}{V} = -3K \frac{P_i - P_o}{\eta R^2} \quad (7)$$

où K est la perméabilité intrinsèque du sel gemme, dont nous avons vu que le domaine typique de variation s'étendait de $K = 10^{-22}$ m² à $K = 10^{-19}$ m², P_i est la pression de la saumure dans la caverne, R est le rayon de cette dernière, η la viscosité cinématique de la saumure (elle diminue avec la température; on a typiquement $\eta = 1,2 \cdot 10^{-3}$ Pa.s à 45 °C et $\eta = 0,6 \cdot 10^{-3}$ Pa.s à 100 °C) et enfin P_o est la pression de pore naturelle dans le massif rocheux. On a dit que cette pression paraît souvent égale à la pression *halmostatique*; ce qui équivaut à supposer qu'il n'y a aucun mouvement de saumure à travers la paroi de la caverne, si cette dernière est ouverte à l'atmosphère en tête de puits.

En prenant en compte les effets du fluage et de la percolation (mais sans dilatation thermique), on a pour l'évolution de la pression au cours du temps en combinant (5) (6) (7) :

$$\begin{cases} \beta \dot{P}_i(t) = \dot{\varepsilon}_{\text{perc}} - \dot{\varepsilon}_n \\ = \frac{-3K[P_i(t) - P_o(z)]}{\eta R^2} + B(T)[P_R(z) - P_i(t)]^m \\ P_i(0) = P_o(z) \end{cases}$$

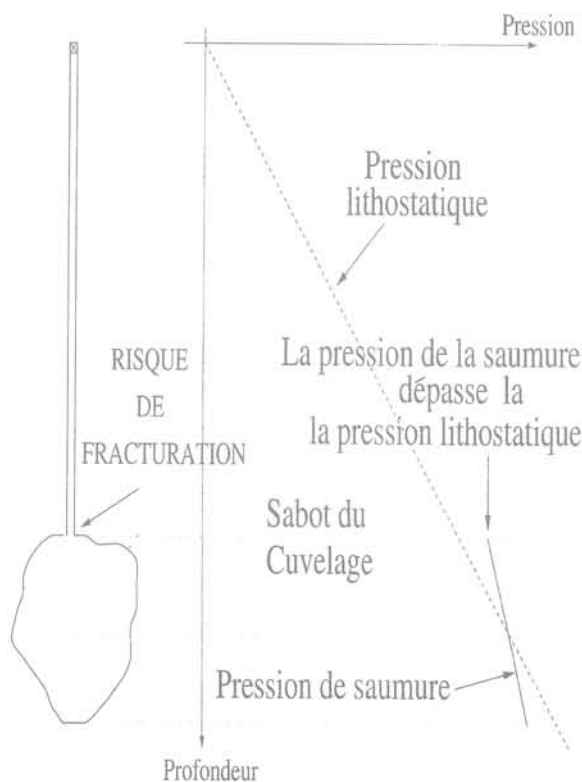


FIG. 4 Distribution ultime des pressions dans une caverne fermée (d'après Ehgartner et Linn, 1994).
Final pressure distribution in a closed cavern (after Ehgartner and Linn, 1994).

où z désigne ici la profondeur moyenne de la caverne. L'équilibre entre fluage de la caverne et perte de saumure sera atteint pour une valeur $P_i(t = \infty) = P_i$ telle que :

$$3K(\bar{P}_i - P_o) = \eta R^2 B (P_R - \bar{P}_i)^m \quad (8)$$

En notant $1/a = \eta(z)B(T)R^2(P_R - P_o)m^{-1}/(3K)$ et $y = (P_R - P_i)/(P_R - P_o)$, cette relation peut être écrite $y^m - a(1 - y) = 0$; y est le rapport entre l'écart final qui sépare la pression lithostatique et la pression dans la cavité et l'écart initial entre les mêmes quantités. Autrement dit, si y est très proche de zéro, le risque de fracturation est grand.

Considérons d'abord le cas d'une caverne de taille moyenne ($V = 225\,000\text{ m}^3$, $R = 26\text{ m}$) à une profondeur modérée ($z = 1\,000\text{ m}$, $T = 45^\circ\text{C}$). On fait l'hypothèse halmostatique ($P_o = 12\text{ MPa}$), la pression lithostatique est 22 MPa ; la viscosité de la saumure est $\eta = 1,2 \cdot 10^{-3}\text{ Pa.s}$; les propriétés mécaniques du sel sont caractérisées par les paramètres $m = 3$ et $A = 2,5 \cdot 10^{-4} (\text{an})^{-1}$, $B(T = 45^\circ\text{C}) = 2,5 \cdot 10^{-7} (\text{an})^{-1}$. La perméabilité du sel est choisie égale à $K = 6 \cdot 10^{-20}\text{ m}^2$, de telle sorte que $1/a = 3,75$ et y est peu différent de $0,5$: la pression finale de la saumure dans la caverne sera 17 MPa (soit encore à mi-chemin entre la pression halmostatique et la pression lithostatique). Dans cet exemple, il est évident que l'existence d'une perméabilité du sel réduit pratiquement à néant le risque d'une fracturation due à une pression élevée de saumure dans la caverne. Cette conclusion est encore renforcée pour une petite caverne et resterait valable pour une grosse caverne (1 million de m^3).

A plus grande profondeur, les conclusions sont différentes parce que le paramètre a est fortement affecté: le fluage du sel est accéléré du fait de la température (le coefficient $B(T)$ croît) et de l'écart de pression (l'écart $P_R - P_o$ augmente) même si la viscosité de la saumure diminue un peu du fait de l'augmentation de température avec la profondeur. Par exemple, à une profondeur de $2\,000\text{ m}$, si $T = 100^\circ\text{C}$, le coefficient $1/a$ est multiplié par 50 et y est divisé par 5 : l'écart initial de pression est 20 MPa , mais il est réduit par un facteur 4 quand l'équilibre final est atteint.

Ces valeurs sont fortement influencées par la perméabilité. Jusqu'ici, on a retenu une valeur de la perméabilité ($K = 6 \cdot 10^{-20}\text{ m}^2$) relativement forte (pour du sel gemme). Si une valeur de $K = 10^{-22}\text{ m}^2$ était retenue, l'écart final entre la pression lithostatique et la pression de saumure serait de $0,7\text{ MPa}$ seulement (au lieu de 5 MPa) pour une caverne à $1\,000\text{ m}$ de profondeur.

Ces résultats montrent que si l'on prend en compte la percolation de la saumure à travers le massif, la pression finale de la saumure dans la caverne peut rester très au-dessous de la pression lithostatique, de sorte que le risque de fracturation disparaît ou est très considérablement diminué. Cette affirmation est toutefois incorrecte, comme on va le voir, quand la dilatation thermique associée à l'échauffement ne peut être négligée.

3.3

Effets du fluage, de la percolation de la saumure et de la dilatation thermique

Si, de plus, l'on tient compte de la dilatation thermique, on a :

$$\beta \dot{P}_i = \alpha \dot{T}_i - \dot{\epsilon}_{f1} + \dot{\epsilon}_{\text{perc}}$$

Dans le cas où l'on peut négliger les deux derniers termes (c'est-à-dire si la perméabilité est très faible et la caverne peu profonde, ou soumise à une pression de saumure notablement supérieure à la pression halmostatique), on aura pour une caverne fermée la relation thermo-élastique :

$$\beta \dot{P}_i = \alpha \dot{T}_i$$

Avec les valeurs retenues, $\beta = 4 \cdot 10^{-10}\text{ Pa}^{-1}$, $\alpha = 4,4 \cdot 10^{-4}^\circ\text{C}^{-1}$, un accroissement de 1°C de la température moyenne de la saumure entraîne une augmentation de $1,1\text{ MPa}$ de la pression de la caverne.

Il faut remarquer que, sous ces hypothèses, le système constitue un remarquable thermomètre: il est assez facile de mesurer la pression en tête de puits avec une précision de l'ordre du kilopascal, ce qui renseigne, en principe, sur des variations de la température moyenne de la saumure de l'ordre du millième de degré Celsius.

En fait, quand on veut estimer les valeurs concrètes de α et β , il faut tenir compte de l'influence de la pression et de la température, mais aussi de la variation de la concentration de saturation de la saumure (une modification de pression ou de température, dans la caverne, induit une dissolution ou une cristallisation à l'issue desquelles le volume final des constituants diffère de leur volume initial, ce qui modifie la compressibilité apparente). Une discussion peut être trouvée dans Ehgartner et Linn (1994).

Cette première approximation est insuffisante dans beaucoup de cas, car elle ne tient pas compte des effets du fluage et de la percolation. Nous avons vu que $\dot{\epsilon}_{\text{perc}}$ varie comme $1/R^2$ (R est le rayon équivalent de la caverne) et qu'il en est de même de $\alpha \dot{T}_i$ (à écart de température donné), alors que $\dot{\epsilon}_{f1}$ ne dépend pas du rayon. Lorsque la pression augmente, le terme $\alpha \dot{T}_i$ est inchangé; le fluage diminue très fortement, la percolation augmente linéairement avec la pression en tête. L'influence de la profondeur se fait sentir sur l'amplitude des écarts de température et de pression; mais l'effet le plus sensible concerne le fluage, qui est accéléré par l'élévation de température et (au moins à caverne ouverte) par les écarts plus grands de pression. On a explicitement :

$$\beta \dot{P}_i = -\frac{3K[P_i(t) - P_o(z)]}{\eta R^2} + B(T) [P_R(z) - P_i(t)]^m - \alpha \frac{dT}{dt} \left(\frac{t}{t_c} \right) \{T_R(z) - T_i(0)\} / t_c$$

Ces éléments permettent de discuter quelques exemples :

– Dans une caverne assez peu profonde ($1\,000\text{ m}$, pour fixer les idées) le fluage initial est lent ($2,5 \cdot 10^{-4}$ par an typiquement, soit $0,625\text{ MPa/an}$ dans une caverne fermée). Pour une cavité assez perméable, en l'absence de dilatation thermique, la pression dans la caverne tend vers une valeur relativement basse (voir la courbe en pointillé de la figure 5) en raison de la petite taille de la caverne choisie dans l'exemple. En revanche, la dilatation thermique est très active pendant des temps petits vis-à-vis du temps caractéristique de réchauffement, $t_c = V^{2/3}/(4k)$, avec un débit de l'ordre de $200\text{ litres par jour}$, soit une déformation de $2,5 \cdot 10^{-5}$ par jour; la dilatation thermique pilote donc pendant ce laps de temps la montée en pression; puis, lorsque la pression

atteint des valeurs élevées, la percolation joue un rôle plus grand, d'autant que la dilatation thermique perd de son efficacité avec le temps ; la pression diminue alors et tend vers la valeur pour laquelle fluage et percolation s'équilibrent.

D'un point de vue pratique, il est essentiel de vérifier si la pression lithostatique peut être atteinte et dépassée pendant la phase transitoire.

La figure 5 illustre de ce point de vue l'importance de la taille de la cavité : plus la cavité est grande, moins la percolation est efficace. De même, lorsque la perméabilité est plus petite que dans l'exemple, le risque de fracturation pendant l'épisode transitoire est plus grand.

— A plus grande profondeur (2 000 m), les écarts de température à résorber sont plus grands, de sorte que l'effet de la dilatation thermique est plus important ; néanmoins c'est d'abord le fluage qui pilote l'évolution globale, jusqu'au moment où la pression dans la cavité est devenue proche de la pression lithostatique (voir Fig. 6) ; c'est alors la dilatation thermique qui conduit à dépasser la pression lithostatique dans la cavité. Dans une petite cavité (8 000 m³ au lieu de 512 000 m³) on a le même type d'effets mais la phase thermique est beaucoup plus courte, de sorte que l'on rejoint assez vite un régime d'équilibre entre fluage et percolation : de nouveau la phase critique est transitoire.

3.3.1

Premier exemple : Etrez supérieur

Cet essai concerne la cavité Ez53 déjà décrite ; on rappelle que sa profondeur est de l'ordre de 950 m.

La cavité a été fermée en tête, 361 jours après que le lessivage s'est achevé (Hugout, 1988). Pendant les quelques mois précédant la fermeture, la cavité était ouverte à l'atmosphère et le débit naturellement expulsé par la cavité était de 50 litres par jour (voir Fig. 3).

Cette expulsion était due, pour 40 litres par jour ou un peu plus, à la dilatation thermique de la saumure. En effet, la dilatation, ajoutée à l'effet du fluage, produisaient un débit de 250 litres par jour, quelques semaines après la fin du lessivage ; mais le réchauffement voit assez vite ses effets diminuer avec le temps ; le temps caractéristique est $t_c = V^{2/3}/(4k) \approx 1$ an ; après cette période, le débit est divisé par un facteur quatre environ. Le fluage contribuait probablement pour une petite dizaine de litres par jour au débit expulsé après un an. On sait en effet qu'après une douzaine d'années le fluage produisait environ 5 litres par jour (Bérest et Blum, 1992), ce qui doit constituer le fluage de régime permanent ; le fluage transitoire vaut sans doute, initialement, quelques dizaines de litres par jour, de sorte que la valeur estimée après un an (10 litres par jour) doit être raisonnable.

On observe sur la figure 7, en fonction du temps, la pression en tête de puits après la fermeture, qui se passe 361 jours après la fin du lessivage ; la pression est mesurée sur un annulaire fermé rempli de fioul de densité 0,85 ; c'est la raison pour laquelle cette pression vaut 3,3 MPa quand le tube central rempli de saumure est ouvert en tête de puits ; on a une pente initiale de 5 MPa par an environ. La compressibilité de la cavité est de l'ordre de $\beta V = 4.10^{-4} \text{ MPa}^{-1} \cdot 7\,500 \text{ m}^3 \approx 3 \text{ m}^3$

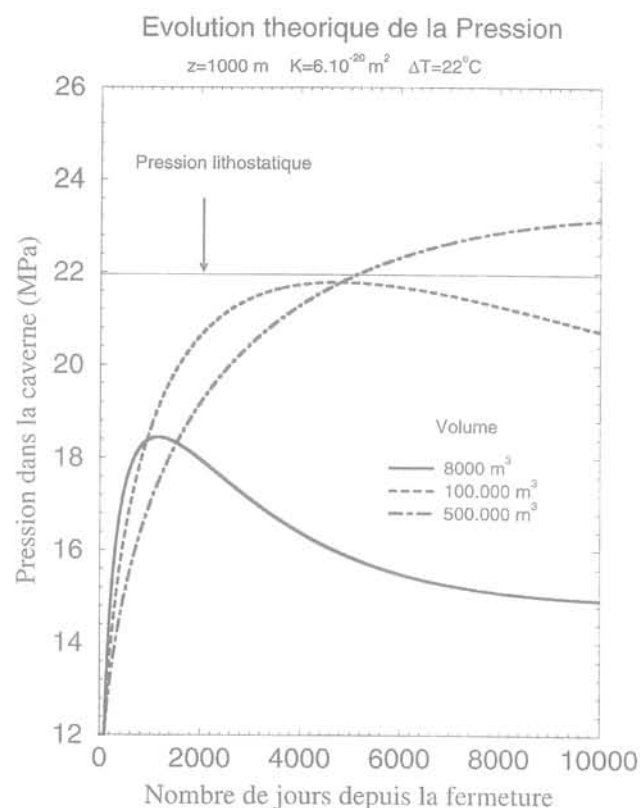
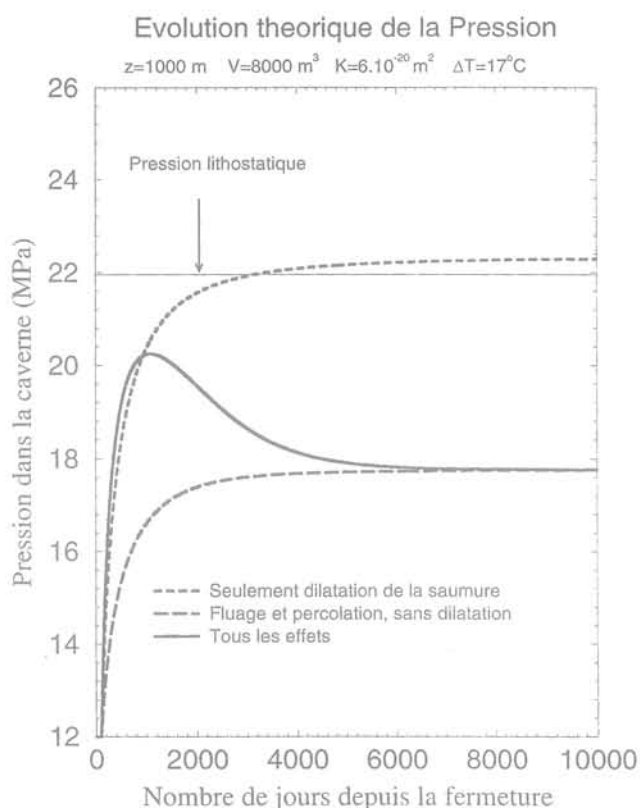


FIG. 5 Cas d'une cavité assez peu profonde.
Case of a shallow cavern.

MPa⁻¹ (une mesure directe de montée en pression rapide effectuée en 1996, soit 12 ans plus tard, a donné une compressibilité de 2,77 m³ MPa⁻¹), cette pente peut être associée à un débit $Q = \beta V \dot{P}_i = 3.5 = 15 \text{ m}^3/\text{an} = 41 \text{ litres/jour}$, ce qui est cohérent au niveau de l'ordre de grandeur.

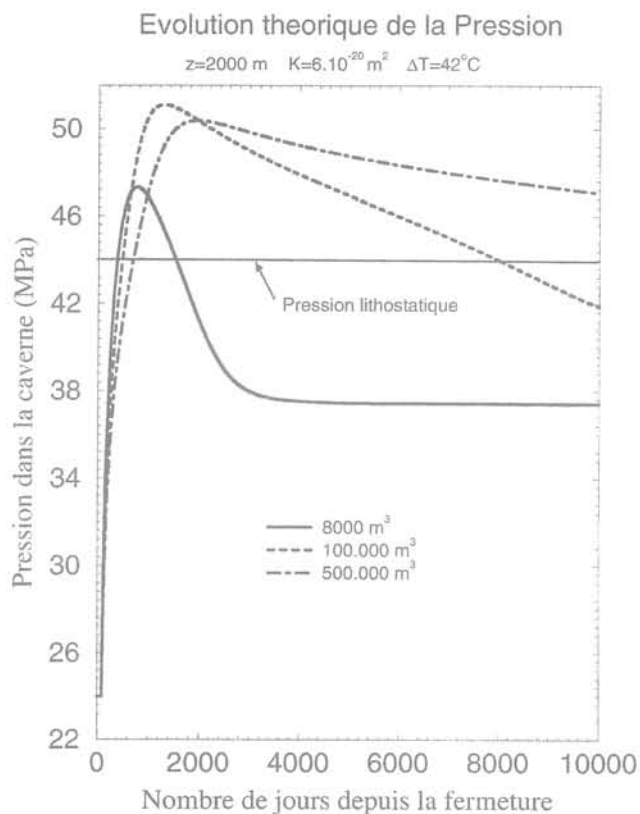
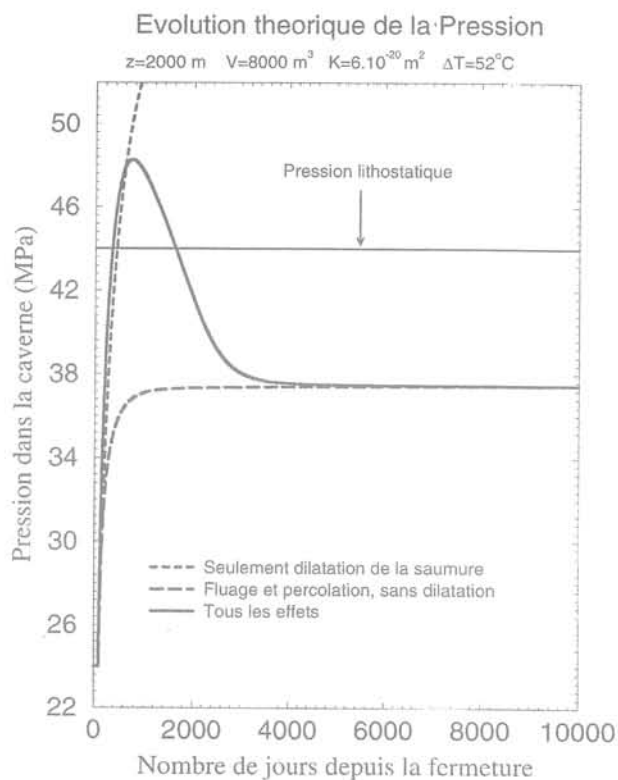


FIG. 6 Cas d'une caverne plus profonde.
Case of a deeper cavern.

On observe que la pente diminue régulièrement au cours du temps, ce qu'on peut attribuer à un ralentissement de la dilatation thermique mais surtout à la réduction du fluage au fur et à mesure que la pression augmente dans la caverne. Après une centaine de jours, l'essai est perturbé par des fuites apparues en tête de puits.

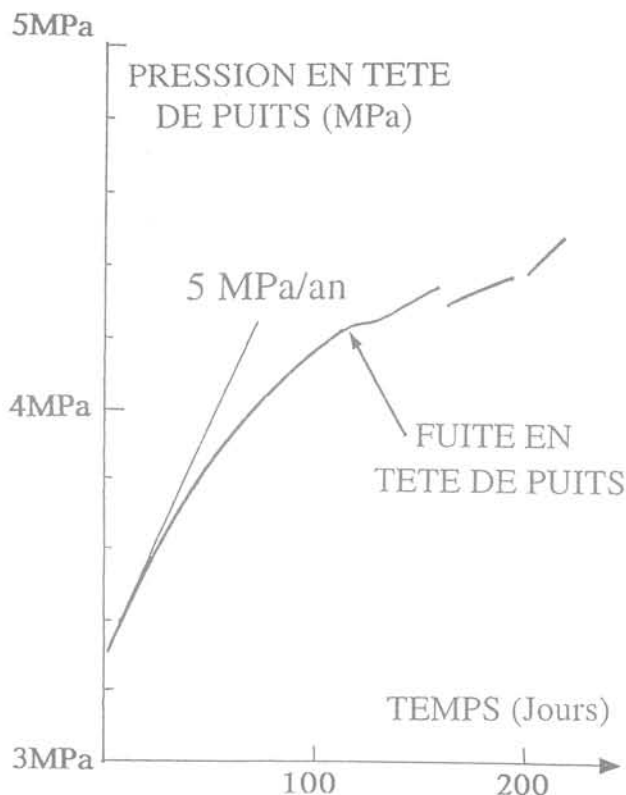


FIG. 7 Évolution de la pression sur Ez53 ; l'origine des temps est le jour 361 après la fin du lessivage.
Ez53 cavern pressure build-up.

3.3.2

Deuxième exemple : Vauvert, le rôle de la profondeur

Les cavernes de ce site sont bien plus profondes ; le sel est situé entre les profondeurs de 1 800 m et 2 500 m. Le pourcentage d'insolubles est important, de l'ordre de 50 %. Les cavités ne sont pas accessibles à des mesures de forme par sonar. La température naturelle des terrains est supérieure à 100 °C. Les cavernes Pa1, Pa2 et Pa6 sont reliées entre elles ; l'eau douce est injectée par un puits et soutirée par un autre. Les puits d'injection changent au cours du temps (notamment pour résoudre les problèmes de cristallisation dans les tubes liés au refroidissement de la saumure quand elle remonte vers la surface), et les liaisons entre puits peuvent se refermer quand les circulations ne sont pas actives.

L'ensemble des données présentées ont été recueillies il y a une vingtaine d'années (Bérest *et al.*, 1979). Le volume de chaque caverne au moment des mesures était approximativement le suivant : Pa6, 16 000 m³ ($R = 16\text{ m}$) ; Pa2, 68 000 m³ ($R = 25\text{ m}$) ; Pa1, 84 000 m³ ($R = 27\text{ m}$). Entre parenthèses figure le rayon de la sphère donnant le même volume. La caverne Pa3 n'a jamais été reliée aux autres.

La pente (Fig. 8) des courbes représentatives de la montée en pression fonction du temps pour les trois cavernes Pa1, Pa2 et Pa6 est très raide ; ceci est caractéristique des cavités profondes : immédiatement après la fermeture de la tête de puits, le fluage de la caverne est beaucoup plus important que la dilatation thermique, et ceci reste vrai à peu près jusqu'au moment où la différence entre la pression lithostatique et la

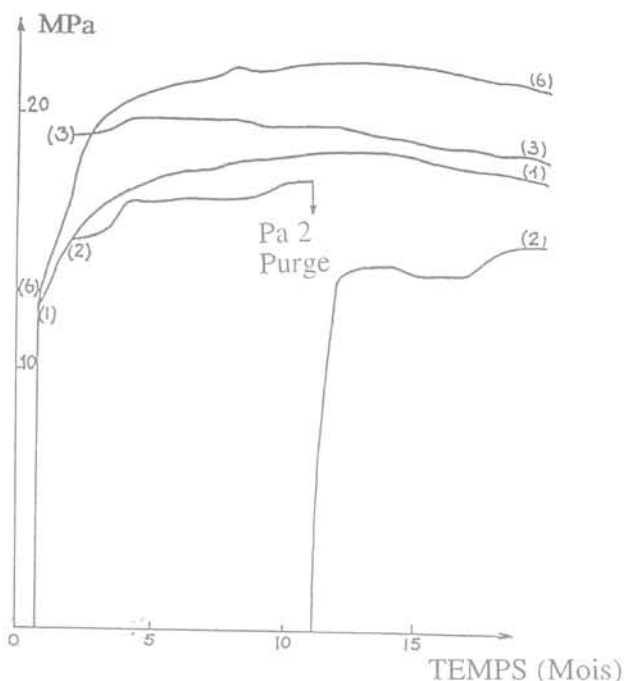


FIG. 8 Évolution de la pression à Vauvert.
Vauvert caverns pressure build-up.

pression de la saumure dans la caverne devient inférieure à 7 MPa. Alors le fluage devient peu efficace, la dilatation thermique devient le facteur explicatif essentiel de la montée en pression, qui est à ce moment à peu près régie par la relation $\beta \dot{P} = \alpha \dot{T}$; quand la pression en tête de puits devient supérieure à 20 MPa (et un peu plus pour Pa6), la pression lithostatique à la profondeur de la caverne est atteinte. La fracturation hydraulique (et sans doute, d'abord, la réouverture des chenaux qui relient entre elles les cavernes) ménagent un volume supplémentaire pour la saumure et empêchent une augmentation ultérieure de la pression.

3.3.3

Troisième exemple : Etrez inférieur, ou l'influence des dimensions

Cet exemple concerne trois cavernes (A, B et C) du site d'Etrez placées dans la couche inférieure ; leurs profondeurs et volumes sont sensiblement plus grands que ceux de la caverne Ez53 envisagée précédemment, comme le montre le tableau suivant :

Ez53	950 mètres	8 000 m ³
A	1 450 mètres	346 000 m ³
B	1 465 mètres	147 000 m ³
C	1 590 mètres	48 600 m ³

Les volumes sont déduits de la quantité de saumure extraite de la caverne.

Le lessivage a été arrêté sur ces trois cavités au début de juin 1995. L'évolution de la pression dans les cavernes fermées a été mesurée à partir du 6 juin 1995. C'est l'évolution des pressions en tête de puits pendant le premier mois qui est représentée sur la figure 9. Les vitesses de montée en pression initiales sur chacune des cavernes peuvent être estimées comme suit :

A	$4,0 \pm 0,1$ MPa/an
B	$5,9 \pm 0,2$ MPa/an
C	$10,0 \pm 0,2$ MPa/an

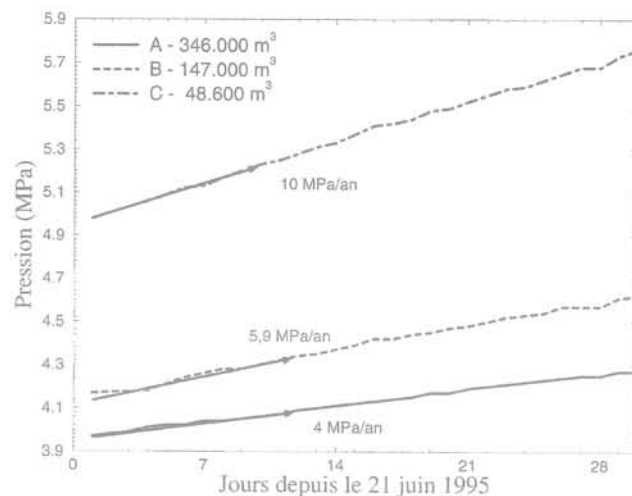


FIG. 9 Évolution de la pression avec le temps.
Cavités A, B et C.
A, B, C Etrez caverns pressure build-up.

• Effet du fluage

On peut analyser ces valeurs en cherchant d'abord à estimer la part qu'y prend le fluage. On avait observé un fluage de $2,5 \cdot 10^{-4}$ par an sur la caverne Ez53 dans des conditions où la dilatation thermique était certainement négligeable. Pour les cavités A, B et C, l'écart de pression avec le massif (qui était égal à 9,5 MPa pour Ez53) est environ de $14,5 \text{ MPa} - 1 \text{ MPa} = 13,5 \text{ MPa}$ en tenant compte d'une surpression initiale de 1 MPa (un peu plus pour la caverne A). Le rapport des écarts de pression, soit $(13,5/9,5)$, porté au cube, vaut 2,87. La température de la roche est de 55 °C environ ; l'effet de la température est de multiplier la vitesse du fluage par 1,67 si on admet la loi retenue plus haut. Au total la vitesse du fluage sur Ez15 et Ez16 peut être de l'ordre de $2,5 \cdot 10^{-4} \cdot 2,87 \cdot 1,67 = 1,2 \cdot 10^{-3}$ par an. Avec un coefficient de compressibilité de la caverne de $\beta = 4 \cdot 10^{-4} \text{ MPa}^{-1}$, la montée en pression due au fluage permanent est théoriquement de 3 MPa par an environ ; elle ne dépend pas de la dimension de la caverne, mais on doit attendre un fluage plus fort sur C qui est plus profonde d'une centaine de mètres.

• Effet de la dilatation thermique

L'estimation précédente du fluage est sans doute un peu forte ; elle laisse peu de place à l'effet de la dilatation thermique. On se rappelle que pour Ez53, qui est en couche supérieure, la température des terrains est 45 °C alors que celle de la saumure de la caverne est, après le lessivage, de 28 °C environ ; pendant les premiers jours l'augmentation de température est de l'ordre de 0,1 °C par jour. Dans la couche inférieure, la température des terrains est de 55 °C et on dispose d'une valeur de la température de la saumure produite mesurée à la sortie de la tête de puits quelques jours avant l'arrêt du lessivage :

A	31,1 °C
B	29,3 °C
C	27,7 °C

Cette température est vraisemblablement inférieure à la température qui règne dans la caverne, car la saumure est refroidie pendant sa remontée vers la surface par le courant descendant d'eau froide. En d'autres termes, l'écart initial de température entre massif et saumure, que nous avons noté $T_R - T_i(0)$ et qui était de 17 °C en couche supérieure, n'est pas beaucoup plus grand en couche inférieure. En revanche, la vitesse de résorption de cet écart doit varier comme l'inverse de la puissance 2/3 du volume de la caverne ; il faut donc diviser la vitesse de référence (0,1 °C par jour dans une cavité fermée immédiatement après le lessivage) respectivement par les facteurs 3,3 pour C ; 6,8 pour B et 12,3 pour A ; soit encore une montée en pression de 12 MPa par an pour C, 5 MPa par an pour B et 3 MPa par an pour A.

Lorsqu'on additionne les effets calculés du fluage et de la dilatation thermique, on trouve ainsi pour l'augmentation initiale de pression dans une cavité fermée 15 MPa/an pour C (au lieu de 10 MPa/an observés), 8 MPa/an pour B (au lieu de 6 MPa/an observés) pour A (au lieu de 4 MPa/an observés). Pourquoi les valeurs observées sont-elles plus faibles ? Il est difficile d'évoquer la percolation dont les effets sont très petits en comparaison. Il est possible que sur ce site particulier l'effet de l'accroissement de température sur le fluage soit moindre que l'estimation que nous en avons faite ; par exemple Pouya (1991) propose pour le site d'Etrez un rapport Q^*/R^* de 4 540 K⁻¹ seulement, ce qui réduirait l'effet du fluage, mais dans des proportions qui ne suffisent pas à réconcilier expérience et prévision. De toute manière il est satisfaisant que l'on retrouve des ordres de grandeur parfaitement compatibles. En tout cas, l'influence de la dimension de la caverne, prévisible par le calcul, est très bien mise en évidence par les résultats des mesures.

4

Conclusion

Nous avons montré que, dans une caverne fermée, l'accroissement de la pression de la saumure, engendré par le fluage du sel et le réchauffement de la saumure, conduit à une pression d'équilibre finale plus petite que la pression lithostatique, pourvu que la formation salifère présente une certaine perméabilité.

Il est nécessaire, pour déterminer cette perméabilité, de l'estimer en réalisant dans les sondages (donc avant le lessivage) des essais sous pression suffisamment précis. Cette estimation est essentielle pour tout calcul ultérieur.

Les effets favorables de la perméabilité ne seront toutefois pas suffisants, dans la plupart des cas, pour éviter une période transitoire durant laquelle, en raison essentiellement de la dilatation thermique, la pression dans la caverne dépasse la pression lithostatique (tout particulièrement dans les cavernes profondes).

On peut suggérer diverses dispositions qui permettent de réduire ces effets.

- **Différer la fermeture** de la caverne, afin de laisser le sel réchauffer la saumure (par exemple voir Ehgartner et Linn, 1994, ou encore You *et al.*, 1994). L'inconvénient majeur est qu'il faut attendre parfois longtemps (on rappelle que 75 % de l'écart initial de température entre les terrains et la saumure est résorbé en un an dans une caverne de 8 000 m³, et en seize ans dans une caverne de 512 000 m³). Ceci peut poser un problème de responsabilité, si les travaux d'abandon sont différés longtemps après l'arrêt de l'exploitation.

• Accélérer le fluage

Une idée séduisante est d'accélérer le fluage du sel en diminuant la pression de la saumure dans la caverne (par exemple au moyen d'une pompe immergée). On peut ainsi réduire sensiblement, avant fermeture définitive, le volume de la caverne et donc aussi le volume de la bulle de saumure abandonnée dans la formation salifère.

Un exemple intéressant, quoique assez particulier, est fourni par les cavités de Veendam (Pays-Bas) évoquées dans la thèse de Fokker (1995).

Le toit de la formation évaporitique est à 1 500 m de profondeur ; les niveaux exploités sont des couches de sels magnésiens (carnallite, bischofite, kieserite) beaucoup plus solubles que la halite (ou sel gemme). La figure 10 (tirée de Fokker, 1995) donne la forme générale d'une cavité, son volume total est de l'ordre d'un demi-million de mètre cube. Les sels magnésiens fluent extrêmement vite (leur vitesse de déformation est plus grande, de un à deux ordres de grandeur, que celle observée sur le sel gemme, toutes choses égales par ailleurs). Pour cette raison, l'exploitation par dissolution est opérée avec une pression importante appliquée en tête de puits (environ 15 MPa à Veendam) de sorte que l'écart entre la pression lithostatique et la pression de la saumure dans la caverne, qui est le moteur du fluage, soit réduit à une quantité faible (2 MPa seulement dans l'exemple choisi). Dans le cas de ces exploitations de sels magnésiens, il suffit donc de réduire la surpression appliquée en tête de puits pour provoquer un accroissement substantiel de la vitesse de fluage. On a décidé, dans le cas de Veendam, de réduire la surpression de 15 MPa à 3 MPa, augmentant ainsi l'écart entre pression lithostatique et pression de la saumure dans la caverne, qui passe ainsi de 2 MPa à 14 MPa. Pendant cet essai de réduction de pression, qui a duré 65 semaines, le volume expulsé était de 2 500 m³ en moyenne par semaine, soit 25 % par an ; on a ainsi réduit le volume de la caverne de 150 000 m³ environ (Fokker, 1995).

Si on transpose une telle expérience au cas d'une cavité réalisée dans un massif de sel gemme, dans laquelle la vitesse de fluage est (relativement) beaucoup plus faible, on s'aperçoit qu'une accélération notable du fluage n'est possible qu'en descendant la colonne de saumure dans le sondage au moyen d'une pompe immergée. Le résultat d'une telle opération sera d'abord

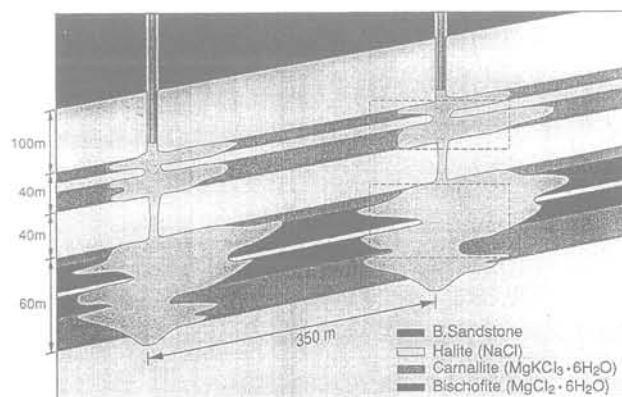


FIG. 10 Formes typiques des cavités de Veendam (tiré de Fokker, 1995).
Examples of Veendam cavities shapes (from Fokker, 1995).

de déclencher un fluage transitoire violent ; puis on tendra vers un régime permanent. Pour calculer des ordres de grandeur, on retient les paramètres relatifs au fluage que nous avons envisagés jusqu'ici, et notamment l'exposant $m = 3$ pour la loi non linéaire de fluage :

- pour une caverne à 1 000 m de profondeur, le fluage lorsque la caverne est ouverte est $2,5 \cdot 10^{-4}$ par an pour un écart entre pression lithostatique et pression de saumure de 10 MPa ; en descendant l'interface à 750 m de profondeur, on accroît de 9 MPa cet écart et on multiplie par un facteur proche de 8 la vitesse de fluage, qui reste néanmoins trop faible pour conduire à une réduction substantielle du volume en un temps raisonnable ;

- pour une caverne à 1 500 m de profondeur, le fluage pour une caverne ouverte est $3 \cdot 10^{-3}$ par an, pour un écart de 15 MPa. En descendant l'interface à 1 250 m de profondeur, on accroît l'écart de 15 MPa et le fluage s'établit à $2,4 \cdot 10^{-2}$ par an, ce qui est un peu faible pour obtenir un effet sensible (mais il faut retenir que cet ordre de grandeur peut être influencé par des conditions locales : qualité du sel ou gradient géothermique élevé).

Deux problèmes doivent être soigneusement discutés :

- une descente trop rapide de la pression dans la caverne peut conduire à des désordres. Un exemple, fourni par la caverne de Kiel (Allemagne), est décrit par Kuhne *et al.* (1973) et commenté par Baar (1977). La caverne était réalisée entre 1 300 et 1 500 m de profondeur ; son volume mesuré par sonar était de 39 000 m³ (pour 53 000 m³ de sel extrait : la différence s'explique par le foisonnement d'insolubles sédimentés au fond). Dans un premier temps, on a pu faire descendre l'interface air/saumure de 550 m (en 23 heures). Le débit soutiré (18,6 m³/h) équilibrant alors le fluage manifestement intense, mais sans doute transitoire, l'interface était immobile. Une pompe plus puissante a permis de descendre l'interface à 1 260 m en 6,5 jours. Le volume soutiré a été de 2 500 m³ ; le toit de la caverne s'est effondré sur plusieurs mètres ;

- l'accélération du fluage entraîne une réduction du volume de la caverne qui doit se répercuter à la surface du sol (mais parfois de façon différée). Un des buts du prélèvement de 150 000 m³ de saumure (environ), rapporté plus haut et décrit par Fokker (1995), était d'éva-

luer la subsidence engendrée par la diminution de volume de la cavité.

La subsidence, à la fin du soutirage, était de 18 mm environ au point le plus bas (au lieu de 23 mm calculé ; l'écart peut tenir à une incertitude dans l'estimation des raideurs des terrains, ou à une sous-estimation des effets différés). Dans le cas de Veendam, la subsidence est un problème essentiel car la nappe phréatique est peu profonde et les terrains environnants ont un usage agricole.

En conclusion, l'accélération du fluage peut être une solution adaptée à des cavernes assez profondes (au-delà de 1 500 m pour fixer les idées). Il est utile de descendre la colonne de saumure assez lentement et une phase expérimentale visant à corréler perte de volume au fond et subsidence en surface paraît indispensable.

• **Injecter du gaz dans la caverne** (azote par exemple), avant la fermeture pour augmenter le facteur de compressibilité β de la caverne (Abouaf et Legait, 1978). On a évoqué dans le texte le cas d'une caverne dans laquelle le piégeage d'un volume de gaz égal à 0,5 % du volume total portait le facteur de compressibilité de la caverne à $\beta \approx 1,1 \cdot 10^{-3} \text{ MPa}^{-1}$, au lieu de $4 \cdot 10^{-4} \text{ MPa}^{-1}$ dans les conditions ordinaires : dans une telle caverne, les effets de la dilatation thermique sont divisés par un facteur proche de 3. Plus généralement, si x est la fraction du volume de la caverne occupée par le gaz, P la pression dans la caverne (en MPa), le facteur de compressibilité global de la caverne est $\beta = 4 \cdot 10^{-4} (1 - x) + x/P$ (en MPa^{-1}) : on voit qu'une faible fraction volumique de gaz suffit à augmenter considérablement la compressibilité. Il faut alors estimer si le gaz ne s'échappera pas lui-même trop vite de la caverne.

En conclusion on voit que l'on dispose de diverses solutions pour diminuer le risque de fracturation (ou les effets de cette dernière). Il n'en reste pas moins que, avant de prendre quelque disposition que ce soit, il est essentiel d'évaluer le contexte global géologique, économique et écologique dans lequel se trouvent placées les cavernes. L'existence de couches aquifères, leur qualité et exploitabilité, la sensibilité de la surface du sol à la subsidence, figurent parmi les éléments majeurs à prendre en compte pour un bilan d'impact sur l'environnement et une stratégie de protection proportionnée.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient : P. Cosenza, D. Nguyen Minh, G. Vouille qui leur ont fait part de remarques très utiles lors de la préparation

du présent article, ainsi que le personnel de la station de Gaz de France à Etrez.

Bibliographie

Abouaf M., Legait B. – Les différentes utilisations du sel souterrain et leurs conséquences à long terme. Rapport interne du ministère de l'Industrie, 1978.
 Aubertin M. – Proceedings of the Fourth Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Trans. Tech. Pub., Montréal, à paraître, 1997.
 Baar C.A. – Applied Salt Rock Mechanics, Developments in Geotechnical engineering, 16-A, Elsevier, 1977.
 Bérest P. – Les problèmes soulevés par l'abandon des cavités de dissolution profondes dans le sel gemme. *Stockage en souterrain*, Paris, Presses des Ponts et Chaussées, p. 115-130, 1990.

Bérest P., Blum P.A. – *In situ* test in salt caverns. Proc. 7th Int. Symp. on Salt, Kyoto, p. 353-362, 1992.
 Bérest P., Ledoux E., Legait B., de Marsily G. – Effets thermiques dans les cavités en couche salifère. 4th Cong. Int. SIMR, Montreux, vol. 1, Balkema, p. 31-35, 1979.
 Bérest P., Brouard B. – Behavior of sealed solution-mined caverns. SMRI Spring Meeting, New Orleans, Louisiana, 1995.
 Bérest P., Brouard B. – Behavior of sealed solution-mined caverns. 4th Conf. Mech. Behavior of Salt, Montréal, Trans. Tech. Pub., à paraître, 1997.
 Bérest P., Bergues J., Brouard B. – Vibra-

tions and free oscillations in salt caverns. SMRI Fall Meeting, Cleveland, Ohio, 1997.
 Boucley P. – *In situ* experience and mathematical representation of the behavior of rock salt used in storage of gas. 1st Conf. Mech. Behavior of Salt, Penn State Univ., Trans. Tech. Pub., p. 453-471, 1981.
 Boucley P. – Expériences *in situ* et modélisation du comportement des cavités salines utilisées pour le stockage de gaz. *Revue Française de Géotechnique*, n° 18, p. 49-57, 1982.
 Brouard B., Bérest P., Couteau J. – Influence of the leaching phase on the

- mechanical behavior of salt caverns. 36th US Rock Mechanics Symposium, New York, 1997.
- Cauberg H., Kuilman B., Valkering B., Walters J.V. – Rock Mechanical behavior and sealing aspects of a closed-in salt cavity filled with brine. SMRI Fall Meeting, Okura Hotel, Amsterdam, 1986.
- Colin P., You T. – Salt Geomechanics seen through 20 years experience at the Manosque Facility. SMRI Fall Meeting, Paris, 1990.
- Cosenza P., Ghoreychi M. – Coupling between mechanical behavior and transfer phenomena in salt. 3rd Conf. Mech. Behavior of Salt, Palaiseau, Trans. Tech. Pub., p. 285-307, 1993.
- Cristescu N., Hunsche U. – A comprehensive constitutive equation for rock salt: determination and application. 3rd Conf. Mech. Behavior of Salt, Palaiseau, Trans. Tech. Pub., p. 191-205, 1993.
- Dale T., Hurtado L.D. – WIPP air-intake shaft disturbed-rock zone study. 4th Conf. Mech. Behavior of Salt, Montréal, Trans. Tech. Pub., à paraître, 1997.
- Durup G. – Long term tests for tightness evaluations with brine and gas in salt. SMRI Fall Meeting, Hannover, 1994.
- Ehgartner B.L., Linn J.K. – Mechanical Behavior of Sealed SPR Caverns. SMRI Spring Meeting, Houston, 1994.
- Fokker P.A. – The Behavior of Salt and Salt caverns. Ph. D. Thesis, Delft University of Technology, 1995.
- Ghoreychi M., Bérest P., Hardy H.R., Langer M. – Proceedings of the Third Conference on the Mechanical Behavior of Salt. Trans. Tech. Pub., 622 p., 1996.
- Ghoreychi M., Cosenza P. – Quelques aspects de la sécurité à long terme des stockages. *Géotechniques et environnement*, J.-P. Pigué et F. Homand éditeurs, Nancy, p. 209-217, 1993.
- Hardy H.R., Langer M. – Proceedings of the First and Second conferences on the Mechanical Behavior of Salt. Trans. Tech. Pub., 1984-1988.
- Hugout B. – Mechanical Behavior of salt cavities – *in situ* tests – model for calculating the cavity volume evolution. 2nd Conf. Mech. Behavior of Salt, Hannover, Trans. Tech., Pub., p. 291-310, 1988.
- Hunsche U. – Volume change and energy dissipation in rock salt during triaxial failure test. Proc. Mech. Creep Brittle Materials 2, Leicester, Ed. Cocks and Ponter, Elsevier, p. 172-182, 1991.
- Langer M., Wallner M., Wassmann W. – Gebirgsmechanische Bearbeitung von Stabilitäts fragen bei Deponiekavernen im Salzgebirge. *Kali und Steinsalt*, S66/76, Verlag Glückhauf, 1984.
- Le Guen C. – Mesure de la perméabilité de roches très peu perméables et étude de son évolution sous sollicitations thermomécaniques, application aux roches salifères du bassin Bressan. Thèse de l'école des Mines de Paris, 1992.
- Peach C.J. – Influence of deformation on the fluid transport properties of salt rocks. Thesis, University of Utrecht, Holland, 1991.
- Pfeifle T.W., Vogt T.J., Brekken G.A. – Correlation of Chemical, Mineralogic, and Physical Characteristics of Gulf Coast Dome Salt to Deformation and Strength Properties. SMRI Spring Meeting, 1996.
- Pouya A. – Correlation between mechanical behaviour and petrological properties of rock salt. Proceedings of the 32nd US Symposium. A.A. Balkema Publishers, p. 385-392, 1991.
- Spiers C.J., Peach C.J., Brzesowsky R.H., Schutjens P.M.T.M., Liezenberg J.L., Zwart H.J. – Long term rheological and transport properties of dry wet salt rocks. Final report, aims 1-3 HPT Laboratory Dept. of Geology, Inst. of Earth Sciences, University of Utrecht, The Netherlands, 1987.
- Veil J., Elcock D., Raivel M., Caudle D., Ayers R.C., Grunewald B. – Preliminary Technical and Legal Evaluation of Disposing of Nonhazardous Oil Field Waste into Salt Caverns. Argonne National Laboratory, US Department of Energy, à paraître, 1997.
- Vouille G. – Communication personnelle, 1996.
- Wallner M. – Frac-Pressure Risk for Cavities in Rock Salt. 2nd Conf. Mech. Behavior of Salt, Hannover, Trans. Tech. Pub., p. 645-658, 1986.
- You T., Maisons C., Valette M. – Experimental procedure for the closure of the brine production caverns on the « Saline de Vauvert » site. SMRI Fall Meeting, Hannover, 1994.

Une nouvelle approche de la stabilité des remblais sur sols mous traités par colonnes ballastées

A. DHOUB

Responsable des études
géotechniques
à Solen études,
50, rue Eugénie-Le-Gullermic,
94290 Villeneuve-le-Roi

M.P. GAMBIN

21, quai d'Anjou,
75004 Paris

S. JACQUEMIN

Ingénieur ENSG de Nancy,
Ex-ingénieur stagiaire
à la SNCF-VP, résidence
Allindor-Montebello,
97170 Petit-Bourg

B. SOYEZ

LCPC Paris,
58, boulevard Lefebvre,
75732 Paris Cedex 15

Résumé

On présente une nouvelle méthode d'analyse de stabilité des ouvrages en terre sur sols mous traités par colonnes ballastées. On formule les résistances au cisaillement des sols pour trois procédures de modélisations différentes : modèle initial (début du chargement), homogénéisation de Priebe et modèle réel (correspondant à l'état final de transfert de charge). On compare les trois modèles en présentant, en rupture circulaire de Bishop, l'évolution théorique du coefficient de sécurité vis-à-vis du glissement généralisé $\Gamma_{\min}$ en calcul aux états limites ultimes (ELU) exprimé en fonction du taux d'incorporation α .

Grâce à une méthode élaborée matérialisant la concentration des contraintes à la verticale des colonnes à l'interface remblai-sol, on construit, dans le cadre du modèle réel, des abaques de la variation du coefficient de sécurité en fonction du pourcentage d'incorporation pour divers taux de chargement et pour un angle de frottement du ballast égal soit à 38° soit à 42° .

Enfin, on démontre l'incidence de la variation des paramètres (caractéristiques de cisaillement du remblai et des colonnes, rapport de concentration des contraintes et taux de chargement) sur l'évolution de $\Gamma_{\min}$.

A new approach of embankment stability on soft soils reinforced by stone columns

Abstract

A new analysis of embankment stability on soft soil reinforced by stone columns is presented.

The theoretical shear strength and minimum safety factors $\Gamma_{\min}$ obtained along Bishop circular slip surface for the initial model (beginning of the first loading), the Priebe equivalent model and the real model based on stress concentration on columns are compared. This involves the use of a complex method for generalising stress concentration at the interface of the embankment and the improved soil on the columns top. Charts presenting minimum safety factors $\Gamma_{\min}$ versus replacement ratio α are given for friction angle of stone ϕ_c varying between 38° and 42° .

The parametric study concerning the effect of shearing resistance values of the embankment (in terms of friction angle ϕ_e) and of the column (in terms of cohesion c_c), the stress concentration ratio n and the loading level σ_f/c_u on $\Gamma_{\min}$ completes this study.

a	: taux d'incorporation (ou coefficient de substitution).	$\Gamma_{\min}$	: coefficient de sécurité minimal obtenu par la méthode de rupture circulaire de Bishop.
A	: section droite totale du domaine d'influence de la colonne (principe de la cellule unitaire).	Γ_{s3}	: coefficient de méthode de calcul de stabilité (Bishop).
Ac	: section droite de la colonne.	$\Gamma_{\varphi r}$	: coefficient de sécurité partiel sur l'angle de frottement du remblai.
c_c	: cohésion de la colonne.	$\Gamma_{\varphi c}$	: coefficient de sécurité partiel sur l'angle de frottement de la colonne.
c_e	: cohésion équivalente du milieu homogénéisé.	Δc_u	: accroissement de la cohésion non drainée du sol.
c_r	: cohésion du remblai (= 0).	φ'_c	: angle de frottement intergranulaire du ballast ($\varphi'_c = \varphi_c$).
c_u	: cohésion non drainée du sol mou.	φ_{cu}	: angle de frottement du sol mou en conditions non drainées ($\varphi_{cu} = 0$).
c_{uo}	: résistance au cisaillement non drainée initiale du sol mou.	φ_r	: angle de frottement du remblai.
h_r	: hauteur maximale du remblai.	σ_c	: contrainte verticale appliquée à la base du remblai sur la colonne.
k	: coefficient multiplicateur.	σ_e	: contrainte verticale équivalente mobilisée dans le milieu homogénéisé à la profondeur z .
m	: facteur d'homogénéisation courant.	σ_r	: contrainte verticale moyenne apportée par le remblai de chargement.
$m_{\min}$	: facteur d'homogénéisation minimal (= a).	σ_s	: contrainte verticale appliquée à la base du remblai sur le sol mou.
$m_{\max}$	: facteur d'homogénéisation maximal.	σ'_{vc}	: contrainte verticale effective régnant dans la colonne à la profondeur z .
m_c	: taux de contribution de la colonne (= $m_{\max}$).	σ'_{vclim}	: contrainte verticale effective de rupture de la colonne à la profondeur z .
m_s	: taux de contribution du sol.	σ'_{hmax}	: contrainte maximale effective que peut supporter le sol autour de la colonne.
n	: rapport de concentration des contraintes.	σ'_{ho}	: contrainte effective horizontale régnant dans le sol avant traitement.
r	: rapport des contraintes de cisaillement du milieu réel au milieu homogénéisé.	τ_c	: contrainte de cisaillement mobilisée dans la colonne.
x	: variable de la dimension horizontale.	τ_{co}	: contrainte de cisaillement mobilisée dans la colonne à l'état initial ($t_i = 0$).
t_i	: temps initial (= 0, début du chargement).	τ_e	: contrainte de cisaillement mobilisée dans le milieu homogénéisé.
t_f	: temps final de transfert de charge.	τ_s	: contrainte de cisaillement mobilisée dans le sol mou.
α_s	: angle d'inclinaison de la surface potentielle de rupture dans le sol en un point.	τ_{ko}	: contrainte de cisaillement mobilisée dans le sol à l'état initial ($t_i = 0$).
α_c	: angle d'inclinaison de la surface potentielle de rupture dans la colonne en un point.		
γ_c	: poids volumique du matériau de la colonne.		
γ_r	: poids volumique du remblai.		
γ_s	: poids volumique du sol mou.		
γ_e	: poids volumique équivalent du milieu homogénéisé.		
Γ_{cu}	: coefficient de sécurité partiel sur la cohésion non drainée du sol mou.		
Γ_e	: coefficient de méthode (d'homogénéisation).		
Γ_{sh}	: coefficient de sécurité partiel sur l'étreinte latérale (DTU 13-2).		

Introduction

Les études de dimensionnement des colonnes verticales frottantes sous remblais, radiers et semelles sont relativement nombreuses. Plusieurs auteurs (Priebe, 1976 ; Goughnour et Bayuk, 1979 ; Balaam et Poulos, 1983 ; Van Impe et De Beer, 1983) proposent des graphiques permettant de calculer le rapport de concentration des contraintes n en fonction du taux d'incorporation a . Sous les remblais suffisamment longs ou les radiers de grandes dimensions, les tassements peuvent être, selon les cas de charge, estimés à partir des abaques de Priebe (1976) ou de Van Impe et De Beer

(1983), voire de Balaam *et al.* (1977) pour des fondations rigides.

En France, les documents techniques unifiés (DTU) 13-2 proposent, par analogie avec l'essai triaxial, de lier la contrainte verticale de rupture de la colonne à l'étreinte latérale du sol multipliée par le coefficient de butée du matériau de traitement. Pour les projets « sensibles », on recourt souvent à une analyse numérique par éléments finis permettant de déterminer, au préalable, les champs des déplacements et des contraintes dans les colonnes et dans le sol. Après édification de l'ouvrage, il est procédé à la mise en place d'instruments de suivi et de mesures des tassements, des contraintes et de la dissipation des pressions interstitielles (Liausu et Juillié, 1990).

Les calculs de stabilité des talus limitant ces remblais vis-à-vis du grand glissement sont couramment conduits par une approche d'homogénéisation de type Priebe (1978). Cette approche est simple et fort intéressante. Mais, nous avons démontré (Dhouib *et al.*, 1993) les divergences des résultats de calculs de stabilité des remblais sur sols mous traités par colonnes ballastées en utilisant le modèle initial (début du chargement), l'homogénéisation de Priebe (1978) et le modèle réel (état final du report de charge).

En effet, la formulation de la résistance au cisaillement mobilisée le long d'une surface de rupture potentielle selon chaque type de sols permet de montrer l'incidence du mécanisme de transfert de charge sur l'amélioration de la stabilité de ces ouvrages. La démarche proposée ici consiste à étudier le modèle initial, le modèle homogénéisé de type Priebe (1978) et le modèle réel. Tous calculs faits (Dhouib *et al.*, 1997a), des abaques destinés à la recherche du coefficient de sécurité global sont élaborés en fonction du taux d'incorporation dans le cadre du modèle réel.

2

Comportement des ouvrages en terre sur sols mous traités par colonnes ballastées

2.1

Position du problème – Constatations expérimentales

Trois exemples de remblais sur sols mous traités par colonnes ballastées seront considérés (Fig. 1) :

- remblais d'accès au pont Mathilde pour franchir la Seine en amont de Rouen (Vautrain, 1980) ;
- chargement en vraie grandeur d'argile déposée par voie hydraulique en bord de Seine (Soyez *et al.*, 1983) ;
- étude du comportement d'une culée en terre armée fondée sur alluvions argileuses hétérogènes pour le franchissement de la Sarre, (Iorio *et al.*, 1987).

La figure 1a montre les étapes de construction des trois remblais et la figure 1b l'évolution en fonction du temps du rapport de concentration des contraintes n .

L'examen de l'évolution de n en fonction du temps conduit à distinguer (Fig. 2) :

1) *L'état initial* : au début du chargement ($t = t_i = 0$), il n'y a pas de report de charge sur les colonnes, donc il n'y a pas de réduction de la contrainte sur le sol. Les colonnes et le sol sont soumis à la contrainte σ_i apportée par les remblais lors de l'étape initiale de chargement. On définit ainsi un modèle initial qui peut correspondre à un rapport de concentration des contraintes $n = 1$ (Fig. 2a).

2) *L'état de transfert progressif de charge* : après un temps relativement court (mais difficile à estimer dans les trois cas présentés sur la figure 1), on observe un report progressif de charge qui provoque, entre le temps initial t_i et un certain temps final t_r , une augmentation de la contrainte verticale (σ_v) sur la colonne et une diminution de la contrainte verticale (σ_s) sur le sol. Le rapport de concentration n augmente en fonction du temps

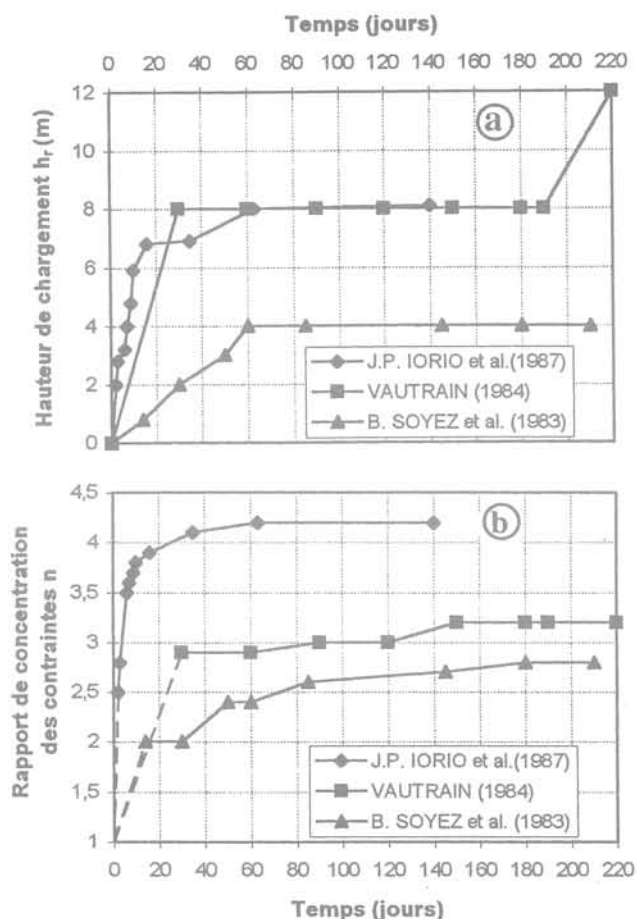


FIG. 1 Reports de contraintes observés sur trois chantiers de remblais sur sols mous traités par colonnes frottantes.
Full scale loading by embankments on soft soils improved by stone columns, transfer as observed.

jusqu'à une valeur maximale $n_{\max}$. Dans cette phase, on peut poser que $n = \alpha \cdot n_{\max}$ avec $0 < \alpha \leq 1$ (Fig. 2b).

3) *L'état final de transfert de charge* : à partir d'un certain temps final t_r , compris dans les trois cas de la figure 1 entre 30 et 80 jours, il y a stabilisation des contraintes sur les colonnes et sur le sol. On définit le modèle réel qui correspond à l'état final de transfert de charge où $n = n_{\max}$ (Fig. 2c).

Le modèle initial et le modèle réel seront comparés par la suite à l'homogénéisation de Priebe.

2.2

Formulation de la résistance au cisaillement

Considérons les trois modèles (modèle initial et modèle réel définis ci-dessus et homogénéisation de Priebe) avec les surfaces de rupture potentielles correspondantes de la figure 3. On suppose que le niveau de la nappe phréatique est confondue avec le niveau du sol initial, ce qui est souvent le cas.

2.1.1

Modèle initial

Dans le modèle initial de la figure 3a, la résistance au cisaillement mobilisée en un point de la

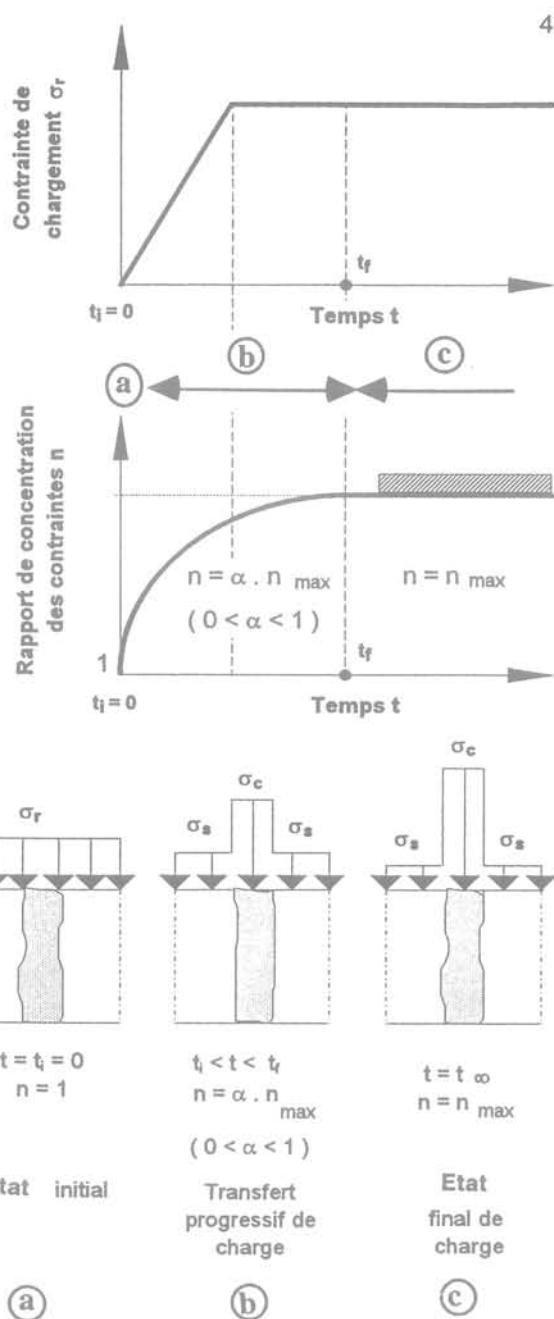


FIG. 2 Transfert progressif de charge.
Progressive stress concentration.

surface de rupture potentielle est donnée par (Soyez, 1985) :

$$\tau_{so}(x) = c_{uo}$$

dans le sol avec c_{uo} résistance au cisaillement non drainée initiale du sol ;

$$\tau_{co}(x) = \{\sigma_r(x) + \gamma'_c \cdot z\} \cdot \cos \alpha_c \cdot (tg \phi_c)$$

dans la colonne, le ballast étant déjàugé ;

$$\text{où : } \sigma_r(x) = \gamma_r \cdot h_r$$

h_r étant la hauteur maximale du remblai.

2.2.2

Homogénéisation de Priebe

Bien que plusieurs auteurs (de Buhan et Salençon, 1987 ; Pruchnicki et Shahrour, 1991) aient élaboré récemment des procédures d'homogénéisation plus promet-

teuses mais plus complexes, c'est la procédure d'homogénéisation de Priebe (1978) qui reste la plus utilisée en pratique. Elle consiste à transformer le modèle initial (remblai + sol et colonnes de la figure 3a) en un modèle équivalent composé du même remblai et d'un sol d'assise homogénéisé (Fig. 3b). Ce qui revient à conférer à ce dernier les paramètres équivalents suivants :

$$\gamma_e = a \cdot \gamma_c + (1-a) \cdot \gamma_s \quad (1a)$$

$$c_e = (1-m) \cdot c_u \quad (1b)$$

$$tg \phi_e = m \cdot tg \phi_c \quad (1c)$$

Avec :

- a le pourcentage d'incorporation, égal au rapport de la section droite de la colonne ballastée (A_c) à l'aire totale (A) du domaine d'influence de la colonne (principe de la cellule unitaire), soit :

$$a = \frac{A_c}{A}$$

- m facteur d'homogénéisation donné par :

$$m_{\min} < m < m_{\max} \quad (\text{Priebe, 1978 ; Mitchell, 1981}),$$

où $m_{\min} = a$ et $m_{\max} = a \cdot \frac{\sigma_c}{\sigma_r}$;

- $c_u = c_{uo} + \Delta c_u$ (Δc_u désigne l'accroissement de la résistance au cisaillement non drainé du sol sous σ_s).

La résistance au cisaillement mobilisée en un point de la surface de rupture potentielle est :

$$\tau_e(x) = c_e + \sigma'_e(x) \cdot \cos \alpha \cdot tg \phi_e$$

où $\sigma'_e(x)$ désigne la contrainte verticale issue de la procédure d'équivalence et donnée par :

$$\sigma'_e(x) = \sigma'_r(x) + \gamma'_e \cdot z$$

2.2.3

Modèle réel (état final de transfert de charge)

La charge verticale appliquée initialement au sol mou (σ_r) se répartit entre les colonnes (σ_c) et le sol (σ_s) en proportion de leurs aires respectives (Fig. 3c). On peut écrire :

$$\sigma_r = a \cdot \sigma'_c(x) + (1-a) \cdot \sigma'_s(x) \quad (2)$$

Le rapport de concentration des contraintes verticales n est défini par :

$$n = \frac{\sigma'_c(x)}{\sigma'_s(x)}$$

L'état final de transfert de charge conduit à (Aboshi et al., 1979) :

$$\tau_s(x) = c_u \quad (\text{dans le sol})$$

$$\tau_c(x) = \sigma'_{vc}(x) \cdot \cos \alpha_c \cdot (tg \phi'_c) \quad (\text{dans la colonne})$$

avec : $\sigma'_{vc}(x) = \sigma'_c(x) + \gamma'_c \cdot z$.

En admettant que la colonne est en état de rupture triaxiale (DTU 13-2), la contrainte verticale effective de rupture de la colonne σ'_{vcilim} s'écrit (Greenwood, 1970) :

$$\sigma'_{vcilim} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_c}{2} \right) \cdot \sigma'_{hmax} \quad (3a)$$

où σ'_{hmax} désigne la contrainte horizontale effective maximale radiale que le sol peut supporter autour de la colonne et qui peut se mettre sous la forme générale suivante (Soyez, 1985) :

$$\sigma'_{hmax} = \sigma'_{ho} + k \cdot c_u \quad (3b)$$

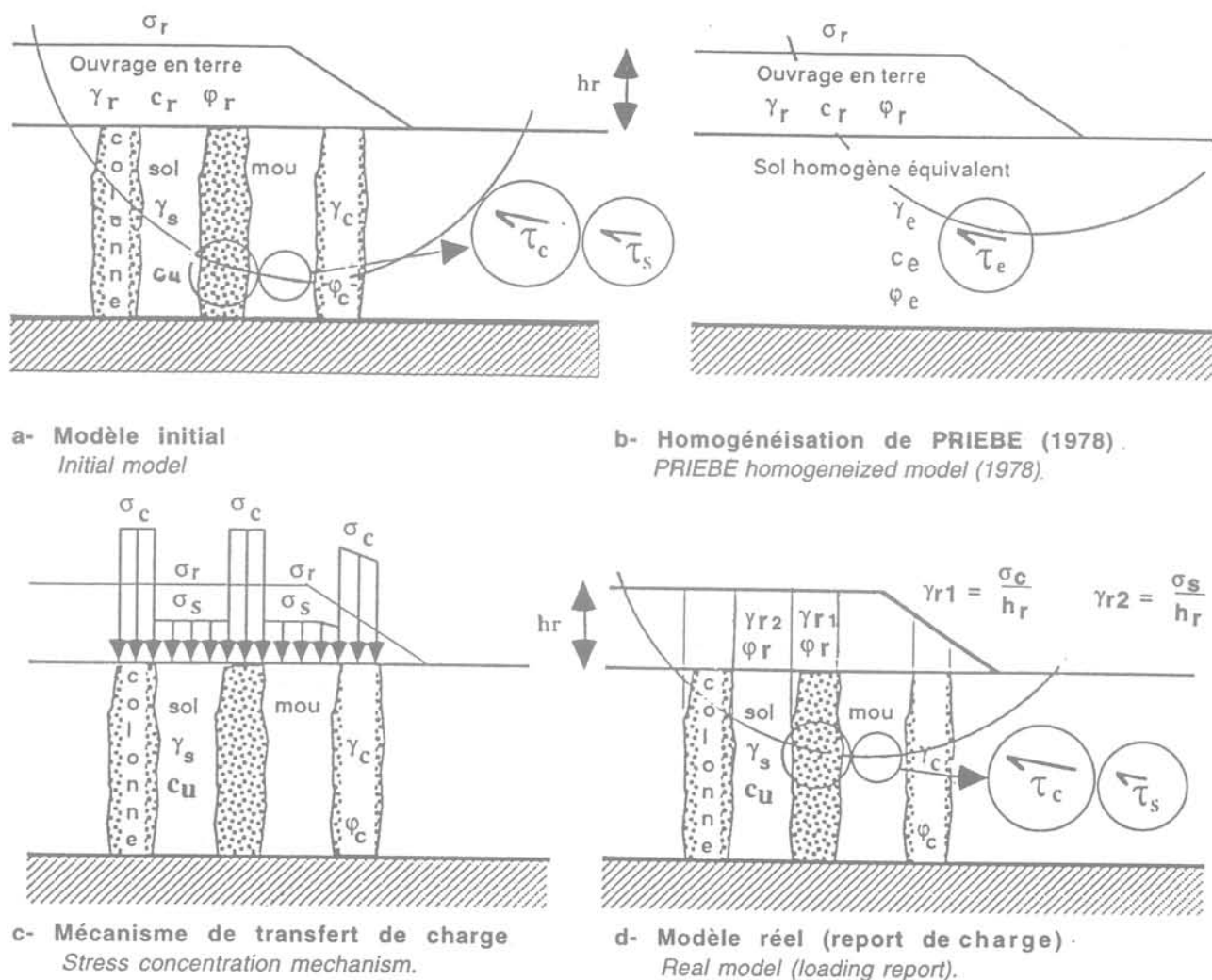


FIG. 3 Différentes modélisations étudiées sous charges monotones.

- a. Modèle initial.
b. Homogénéisation de Priebe (1978).
c. Mécanisme de transfert de charge.
d. Modèle réel (report de charge).
Various modelings under monotonic loadings.
a. Initial model.
b. Priebe homogenized model (1978).
c. Stress concentration mechanism.
d. Real model (loading report).

avec :

σ'_{ho} : contrainte horizontale effective régnant dans le sol avant traitement ;

k = coefficient multiplicateur (Soyez, 1985) qui dépend de la cohésion non drainée c_u et du module d'élasticité E_s (Brauns, 1978) ainsi que du coefficient de Poisson ν_s du sol (Hugues et Withers, 1974) et dont la valeur conseillée en pratique courante est de 4 (Soyez, 1985).

Cette formulation (équation 3.b) suppose que la pression interstitielle u à la périphérie de la colonne est identique à la pression hydrostatique u_0 existant dans le sol avant traitement (Ghionna et Jamiolkowski, 1981 ; Smolczyk, 1983).

Si des essais pressiométriques Ménard ont été réalisés dans le sol mou, on peut aussi écrire :

$$\sigma'_{hmax} = p_l - u$$

où p_l désigne la pression limite conventionnelle. A noter que, si l'on adopte $p_l - \sigma'_{ho} = 5,5 c_u$ pour $p_l < 300 \text{ kPa}$, cela revient à adopter $k = 5,5$.

2.3

Analyse des résistances au cisaillement – Étude comparative

2.3.1

Rapports des résistances au cisaillement

On examine les rapports des résistances au cisaillement mobilisées le long de la surface de rupture potentielle. Par souci de simplification, on considère que :

– le ballast ($\phi_c = \phi'_c$) et le sol mou ($c_u, \phi_{cu} = 0$) sont tous deux non pesants ;

– les surfaces de rupture potentielles possèdent, pour deux tranches verticales voisines dans le sol et dans la colonne, les mêmes angles d'inclinaison ($\alpha_c = \alpha_s = \alpha$) par rapport à l'horizontale, ce qui permet de procéder à des simplifications dans l'expression des rapports de résistance au cisaillement. On voit ainsi que :

– le report de charge conduit à l'amélioration de la contrainte au cisaillement qui vaut :

Δc_u dans le sol et $(\sigma_c - \sigma_r) \cdot \cos \alpha_c \cdot (\tan \phi'_c)$ dans la colonne ;

– l'état final de transfert de charge comparé au modèle homogénéisé de Priebe conduit aux rapports des résistances au cisaillement r_s et r_c suivants :

$$r_s = \frac{\tau_s(x)}{\tau_e(x)} = \frac{1}{m_s + (1 - m_s) \cdot \frac{\sigma_r(x)}{c_u} \cdot \cos \alpha_c \cdot (\tan \phi'_c)} \quad (\text{sol})$$

$$r_c = \frac{\tau_c(x)}{\tau_e(x)} = r_s \cdot \frac{m_c}{a} \cdot \frac{\sigma_r(x)}{c_u} \cdot \cos \alpha_c \cdot (\tan \phi'_c) \quad (\text{colonne})$$

avec :

$$\begin{cases} m_c = a \cdot \frac{\sigma_c(x)}{\sigma_r(x)} & (\text{colonne}) \\ m_s = (1 - a) \cdot \frac{\sigma_s(x)}{\sigma_r(x)} & (\text{sol}) \end{cases}$$

dont la somme est égale à l'unité et que nous appelons « taux de contribution des colonnes et du sol ». On désigne par r le rapport des contraintes de cisaillement

de l'état final de transfert de charge au milieu homogénéisé de Priebe, soit :

$$r = a \cdot r_c + (1 - a) \cdot r_s \quad (4)$$

Dans l'étude comparative qui suit, l'analyse de r en fonction de a est abordée en calcul aux états limites ultimes (ELU) et en calcul traditionnel (*Recommandations CLOUTERRE, 1991*).

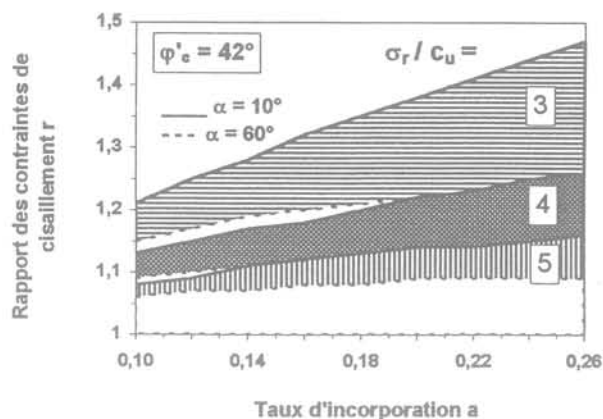
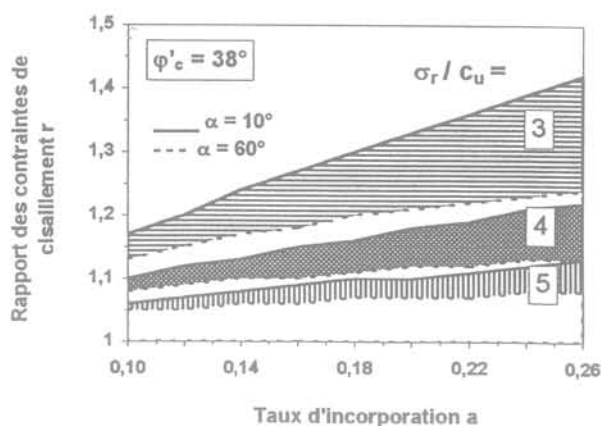
2.3.2

Étude comparative : modèle réel et homogénéisation de Priebe

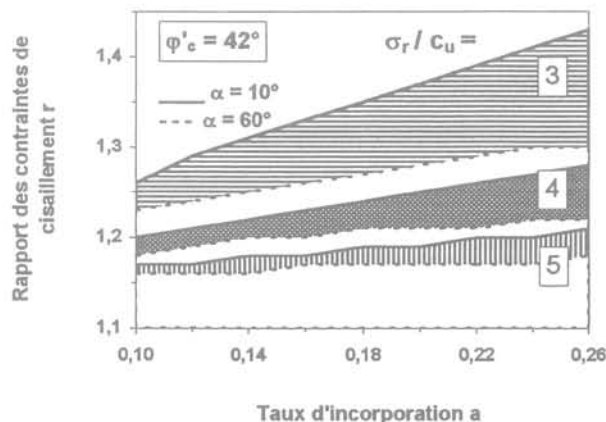
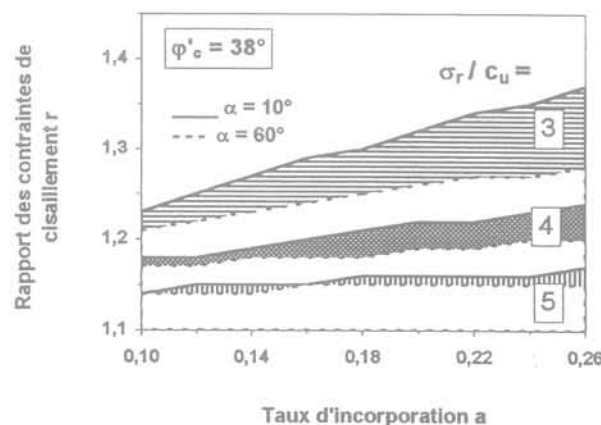
Le rapport des contraintes de cisaillement r du milieu réel au milieu homogénéisé est analysé en calcul aux ELU (Fig. 4a) et en calcul traditionnel (Fig. 4b). En calcul aux ELU, on adopte :

– un coefficient de méthode Γ_e pris sommairement égal à 1,125 pour tenir compte, dans le calcul des paramètres équivalents (équa. 1), des approximations inhérentes à la méthode d'homogénéisation ;

– des coefficients de sécurité partiels sur les paramètres de cisaillement des sols en combinaisons fon-



a - Calcul aux États Limites Ultimes (ELU) : $\Gamma_{cu} = 1,40$, $\Gamma_{\phi c} = 1,20$ et $\Gamma_e = 1,125$



b - Calcul traditionnel avec $\Gamma_{cu} = \Gamma_{\phi c} = \Gamma_e = 1,00$

FIG. 4 Rapport des résistances de cisaillement r en fonction de a (modèle réel/homogénéisation de Priebe, 1978).

Shear strength ratio r versus area ratio a : effect of stress concentration compared to the equivalent model, Priebe (1978).

a. Calcul aux états limites ultimes (ELU) : $\Gamma_{cu} = 1,40$, $\Gamma_{\phi c} = 1,20$ et $\Gamma_e = 1,125$.

b. Calcul traditionnel avec : $\Gamma_{cu} = \Gamma_{\phi c} = \Gamma_e = 1,00$.

damentales (*Recommandations CLOUTERRE, 1991*) Γ_{cu} de 1,40 (sol sensible), Γ_{qc} de 1,20 (ballast courant).

Le calcul des paramètres intervenant dans l'égalité (4) est effectué selon les étapes suivantes :

a) Pour un taux de chargement σ_r/c_u donné, la valeur de σ_c est calculée à partir des équations (3) pour un coefficient de sécurité partiel Γ_{oh} de 2 (DTU 13-2) et pour $k = 4$ (Soyez, 1985), en négligeant l'accroissement de la cohésion non drainée du sol Δc_u ($c_u = c_{u0}$). Cette hypothèse repose sur le fait que Δc_u est faible sous la contrainte σ_s . En plus, son calcul est délicat.

b) En faisant varier les valeurs de a ($= 0,10$ à $0,26$), on calcule à partir de l'égalité (2) la valeur de σ_s pour déduire les taux de contribution de la colonne m_c et du sol m_s .

Il ressort des graphiques de la figure 4 que la distribution linéaire de r en fonction de a conduit, pour $\varphi'_c = 38^\circ$ (Schulze, 1978) et 42° , à des valeurs qui sont toutes supérieures à l'unité. En plus, r décroît pour des rapports de σ_r/c_u croissants avec une quasi-stabilisation pour σ_r/c_u élevé. Ce résultat s'explique par le fait que, lorsque σ_r/c_u augmente, la contribution de la colonne est moins importante que celle du sol (cohésion faible et chargement élevé).

La comparaison avec l'homogénéisation de Priebe montre que l'état final de transfert de charge conduit à une nette augmentation de la résistance de cisaillement au sein de la colonne et donc à l'amélioration de la stabilité vis-à-vis du glissement qui fera l'objet du chapitre suivant.

3

Analyse de stabilité – Construction et comparaison des modèles

L'analyse de stabilité consiste à chercher le coefficient de sécurité minimal noté Γ_{min} (*Recommandations CLOUTERRE, 1991*) pour les cercles de rupture potentiels. Les calculs sont conduits par le logiciel de calcul à la rupture « Talren » (F. Blondeau et al., 1984) par la méthode des tranches circulaires de Bishop. Après une étude de l'incidence du nombre des tranches sur les valeurs de Γ_{min} , les calculs sont effectués avec 49 tranches verticales, soit en moyenne 2 à 5 tranches verticales par colonne.

3.1

Choix des paramètres de calcul et construction des modèles

3.1.1

Sols et paramètres de calcul

Les différents sols et les paramètres de chaque modèle sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Remarques

1) Le modèle initial comprend trois sols distincts : remblai, sol mou de résistance au cisaillement non drainée initiale (c_{u0}) et colonnes ballastées (Fig. 3a) alors que le modèle de Priebe comprend uniquement deux sols : même remblai et sol homogénéisé (Fig. 3b) dont les paramètres équivalents sont déduits des équations (1). Pour ces deux modèles, les calculs de stabilité seront effectués en considérant la charge (σ_r) apportée par le remblai sur sa base.

2) Le modèle réel est conçu en assimilant le remblai à un massif de sol caractérisé par un frottement intergranulaire homogène φ_r (et éventuellement de la cohésion c_r) et aussi par un poids volumique moyen variable localement en fonction de la répartition réelle des contraintes à la base du remblai (Fig. 3c). Ce modèle comporte quatre sols distincts : sol mou, colonnes ballastées et remblai composé de deux sols de poids volumiques différents γ_{r1} et γ_{r2} (Fig. 3d) qui valent :

$$\gamma_{r1} = \frac{\sigma_c}{h_r} \quad (\text{remblai situé à la verticale des colonnes}),$$

$$\gamma_{r2} = \frac{\sigma_s}{h_r} \quad (\text{remblai situé à la verticale du sol mou}).$$

Pour la détermination de γ_{r1} et de γ_{r2} , les valeurs de σ_c et de σ_s sont aussi calculées suivant les étapes a) et b) exposées dans l'étude comparative du paragraphe 2.3.2.

3.1.2

Modélisation des colonnes (milieu bidimensionnel équivalent)

Le caractère tridimensionnel du milieu renforcé du modèle initial (Fig. 3a) et du modèle réel (Fig. 3d) nous conduit à assimiler les colonnes à des « murs » verticaux équivalents par mètre linéaire de sol (Van Impe et De Beer, 1983). Ceci revient à chercher une épaisseur e du mur équivalent égale à la section réelle A_c de la colonne (Fig. 5a) divisée par l'espacement d entre deux colonnes consécutives (Fig. 5b).

TABEAU I Construction des trois modèles : sols en présence et paramètres de calcul.

Sols	Modèles	Modèle initial	Homogénéisation de Priebe	Modèle réel (état final de report de charge)
Remblai		γ_r ($c_r = 0$), φ_r		dans la modélisation : – à la verticale des colonnes : γ_{r1} ($c_r = 0$), φ_r – à la verticale du sol : γ_{r2} ($c_r = 0$), φ_r
Sol mou		γ_{s0} , c_{u0}	Milieu homogène équivalent :	γ_{s0} ($c_u = c_{u0}$)
Colonnes ballastées		γ_c ($c_c = 0$), φ_c		γ_c ($c_c = 0$), φ'_c

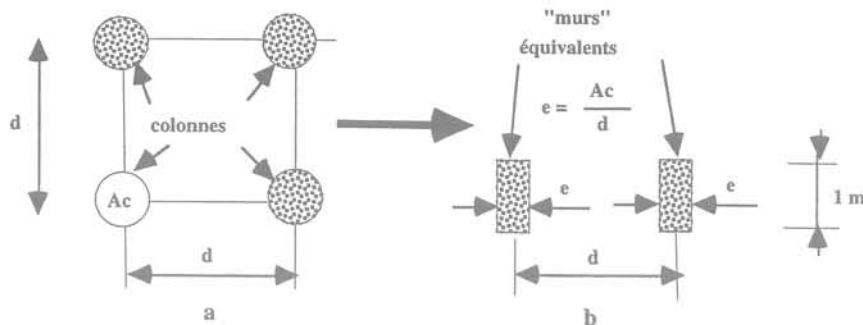


FIG. 5 Modélisation des colonnes (milieu bidimensionnel équivalent).
Column modelling (equivalent two-dimensional medium).

3.1.3

« Taldt » : procédure automatique de construction des modèles et de génération des données

Le modèle initial et le modèle réel nécessitent l'introduction d'une géométrie relativement lourde à traiter sur ordinateur par « Talren » (modélisation du remblai comportant un ou deux sols, des colonnes et du sol). Afin de résoudre cette difficulté, nous avons mis au point un logiciel automatique externe intitulé « Taldt » permettant de générer une dizaine de fichiers de données, par minute, avec un modèle comportant 5 à 20 colonnes (Fig. 6).

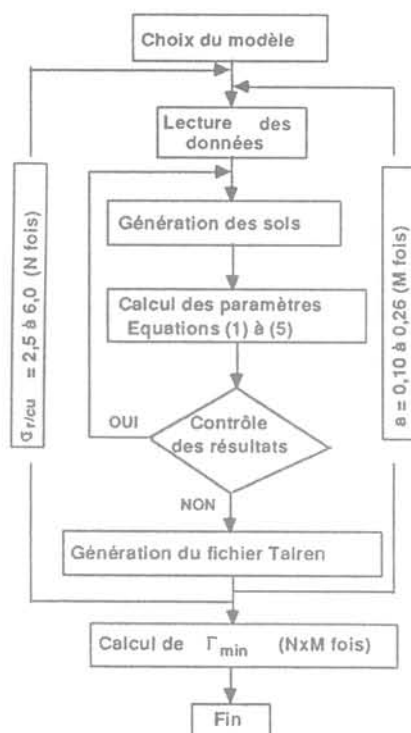


FIG. 6 Organigramme de « Taldt ».
« Taldt » flow chart.

3.2

Étude comparative et analyse critique des trois modèles de calcul

La figure 7 présente l'évolution du coefficient de sécurité théorique $\Gamma_{\min}$ exprimé en fonction du pour-

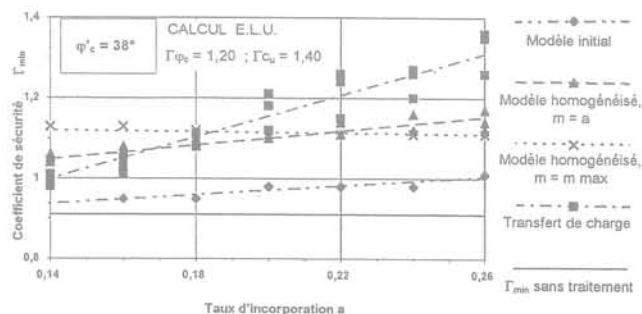


FIG. 7 Coefficient de sécurité en fonction de a.
Comparaison des trois modèles ($\sigma/c_u = 4$).
Minimum safety factors for various models.

centage d'incorporation a (compris entre 0,14 et 0,26) pour σ/c_u de 4,0. Les calculs sont menés aux ELU avec les mêmes coefficients de sécurité partiels précédents Γ_{cu} de 1,40, $\Gamma_{\phi c}$ de 1,20 (ballast et remblai courants) et un coefficient de méthode (Bishop) Γ_{s3} de 1,125 (Recommandations CLOUTERRE, 1991).

On remarque que les coefficients de sécurité obtenus pour le modèle initial sont les plus faibles et ne présentent qu'une légère augmentation lorsque a croît. Ce résultat concorde avec l'allure linéaire de l'évolution de $\Gamma_{\min}$ en fonction de a pour l'homogénéisation de Priebe à court terme ($m = a$; Mitchell, 1981). Cette évolution ne diffère que de 10 % près de celle du modèle initial. L'homogénéisation de Priebe, avec $m = m_{\max}$ recommandé par Mitchell (1981) pour les calculs à long terme, conduit à une faible augmentation puis à une légère diminution de $\Gamma_{\min}$.

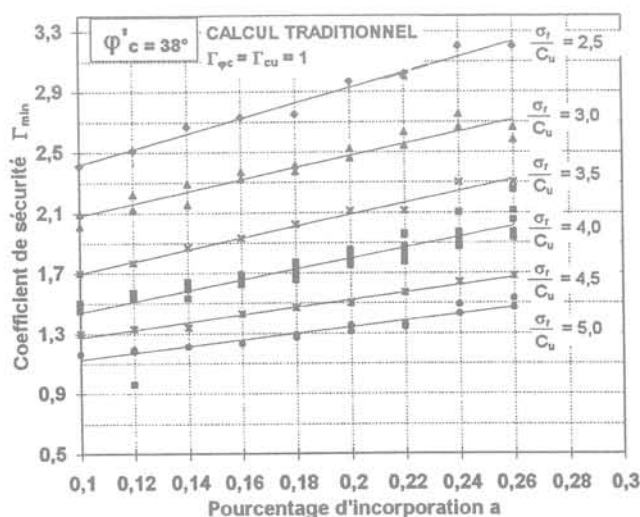
Comparé à ces deux modèles, le modèle réel conduit à une évolution de $\Gamma_{\min}$ nettement plus marquée lorsque a augmente. Les valeurs de $\Gamma_{\min}$ varient en effet de 1,0 ($a = 0,14$) à 1,30 ($a = 0,26$), soit une amélioration $\Gamma_{\min}$ de l'ordre de 30 % pour une augmentation de a de 85 %. A conditions de stabilité identiques ($\Gamma_{\min} = 1,10$ par exemple) et avec les traitements usuels ($a = 0,14$ à 0,22), le calcul basé sur le modèle initial conduit à un surdimensionnement de plus de 50 %, la procédure d'homogénéisation à au moins 15 %. Le choix d'un coefficient multiplicateur k (équation 3b) supérieur à 4 (de 6 par exemple, Nahrgang, 1976) ne pourrait qu'accentuer cette différence.

La présente étude comparative montre que le modèle initial n'apporte qu'une faible amélioration de la résistance au cisaillement du sol à l'aide des colonnes frottantes. Ce modèle peut s'appliquer au calcul à court terme dans l'hypothèse où le remblai serait mis sur

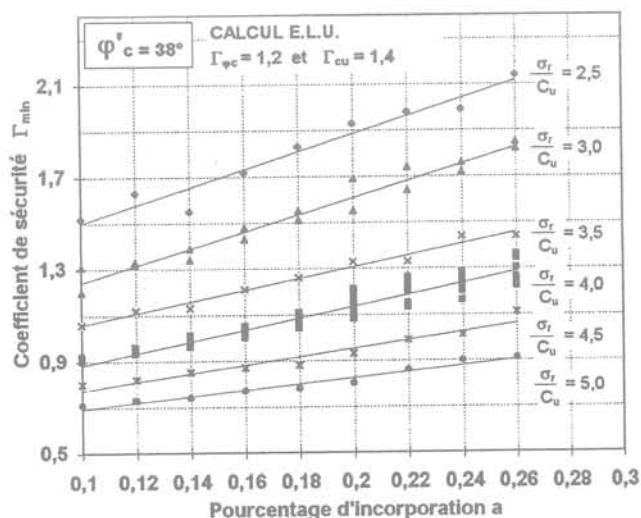
toute la hauteur instantanément. L'homogénéisation de Priebe définie pour $m = m_{\max}$ montre que $\Gamma_{\min}$ diminue lorsque a augmente jusqu'à une valeur caractéristique a_c à partir de laquelle le traitement devient *a priori* inutile pour améliorer la stabilité. Ce résultat, étonnant à première vue, s'explique par le fait que l'homogénéisation de Priebe aboutit, pour a élevé, à un sol d'assise homogénéisé assez frottant et peu cohérent. Pour ce type de matériau, les règles et les analyses classiques à la rupture conduisent à des surfaces de rupture peu profondes qui peuvent ne pas correspondre à la réalité des phénomènes de glissement (Dhouib *et al.*, 1993). La prise en compte du report de charge conduit, comme le modèle initial, à un modèle géométrique délicat à traiter sur ordinateur. A cela s'ajoute la nécessité de déterminer les contraintes à la base du remblai. On peut

recourir à une procédure numérique de calcul par éléments finis (Liausu et Juillié, 1990) ou à une approche basée sur l'interaction sol-structure (Gilbert, 1995). Pour le renforcement de la vase de Tunis par des colonnes de sables, Bouassida (1996) a réalisé une étude expérimentale qui permet de valider la résistance en compression théorique d'une cellule composite confinée.

En dépit de ces difficultés, la prise en compte de l'état final de report de charge se traduit par une nette augmentation de $\Gamma_{\min}$ lorsque a croît et permet d'appréhender, comme nous allons le montrer dans ce qui suit, l'influence de la variation des paramètres de dimensionnement sur l'évolution du coefficient de sécurité $\Gamma_{\min}$.



a - $\phi'_c = 38^\circ$.



b - $\phi'_c = 42^\circ$.

FIG. 8

Coefficient de sécurité $\Gamma_{\min}$ en fonction de a pour divers taux de chargement σ_r/c_u (calcul aux ELU et calcul traditionnel).

Minimum safety factors $\Gamma_{\min}$ versus area ratio a for various loading levels σ_r/c_u .

a. $\phi'_c = 38^\circ$.

b. $\phi'_c = 42^\circ$.

Étude de stabilité : influence de la variation des paramètres

4.1

Conditions de stabilité en fonction du volume traité

L'évolution du coefficient de sécurité $\Gamma_{\min}$ en fonction du pourcentage de substitution a est présentée sur la figure 8a pour ϕ'_c de 38° et 8b pour ϕ'_c de 42° et pour des taux de chargement σ_r/c_u allant de 2,5 à 6,0 (hauteurs de remblais de 3,0 à 12,0 m et c_u de 15 à 50 kPa). L'examen des courbes de la figure 8 montre que $\Gamma_{\min}$ présente une variation moyenne quasi linéaire en fonction de a . Cette variation croît nettement avec a , ce qui montre l'efficacité du traitement. Lorsque σ_r/c_u augmente, le coefficient de sécurité diminue et varie peu pour des valeurs croissantes de a . L'augmentation de l'angle de frottement interne ϕ'_c de 38° à 42° conduit à une amélioration de $\Gamma_{\min}$ d'environ 5 % ($a = 0,10$) à 15/20 % ($a = 0,26$) ; ce qui montre que le choix d'un matériau de traitement plus frottant ne peut être intéressant que pour des volumes de traitement importants.

4.2

Incidence des caractéristiques de cisaillement du remblai et des colonnes

On a considéré un matériau de remblai sans cohésion ($c_r = 0$) et avec différentes valeurs courantes de l'angle de frottement interne ($\phi_r = 25, 30$ et 35°). L'évolution de $\Gamma_{\min}$ en fonction du taux d'incorporation a est irrégulière. En plus, l'amélioration de $\Gamma_{\min}$ reste faible et ne dépasse guère les 5 % quel que soit le volume de substitution. Cette amélioration est plus faible en particulier pour σ_r/c_u plus élevé. Ce résultat s'explique par le fait que les coefficients de sécurité $\Gamma_{\min}$ calculés correspondent à des cercles de rupture théoriques relativement profonds. Ces cercles traversent le remblai d'une façon presque subverticale, conduisant à une contrainte normale et à une résistance au cisaillement faibles. A cela s'ajoute une hypothèse inhérente au logiciel « Talren » et restrictive, même si elle peut correspondre à un phénomène bien réel en cas d'apparition de fissures en surface du remblai. Cette hypothèse consiste à annuler la contrainte normale au droit de la zone subverticale de la surface potentielle de rupture.

L'influence de la cohésion dans la colonne a été étudiée pour un remblai courant ($\phi_r = 30^\circ$) et sans cohésion ($c_r = 0$). Les colonnes sont considérées à la fois frottantes avec $\phi_c = 30^\circ$ et cohérentes avec $c_c = 0$ à 20 kPa (cas par exemple d'un matériau sableux avec une fraction de ciment). Il ressort de l'étude que la variation de $\Gamma_{\min}$ en fonction de a est également irrégulière. L'augmentation de a est accompagnée d'une amélioration de $\Gamma_{\min}$ de 5 à 10 %. Cependant, cette amélioration est moins importante pour σ_r/c_u plus élevé. Ce résultat s'explique par le fait que lorsque σ_r/c_u croît, le taux de contribution (m_c) de la colonne diminue.

4.3

Influence du rapport de concentration des contraintes

Sur les graphiques de la figure 9, on présente les variations du coefficient de sécurité $\Gamma_{\min}$ en fonction de n pour $\phi'_c = 38^\circ$ et 42° . L'examen de ces graphiques montre que $\Gamma_{\min}$ augmente lorsque n croît et ce quel que soit le taux de chargement σ_r/c_u appliqué. Ceci est dû à l'amélioration de la résistance au cisaillement au sein de la colonne, amélioration apportée par l'augmentation de la contrainte verticale σ_c due au transfert de charge sur le ballast. A taux de chargement σ_r/c_u identique, les valeurs de $\Gamma_{\min}$ sont plus élevées pour $\phi'_c = 38^\circ$ que pour $\phi'_c = 42^\circ$ et ce pour la même valeur de n . Ce résultat s'explique par le fait que le même taux de contribution de la colonne est obtenu respectivement pour $a = 0,24$ et pour $a = 0,12$.

4.4

Influence du taux de chargement

L'évolution du coefficient de sécurité $\Gamma_{\min}$ en fonction du taux de chargement σ_r/c_u est donnée sur la figure 10 pour différentes valeurs courantes de a . Il ressort de cette évolution que $\Gamma_{\min}$ diminue lorsque σ_r/c_u

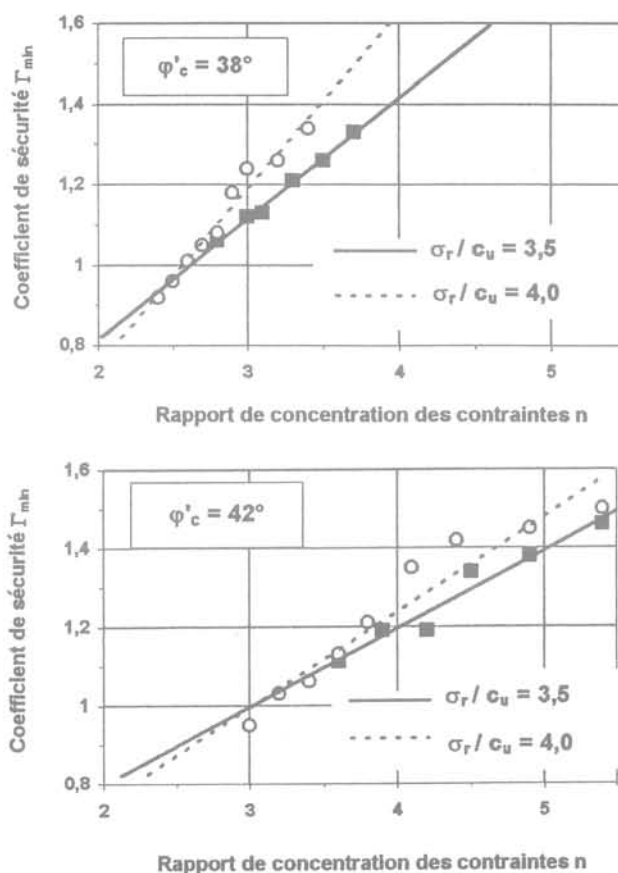


FIG. 9 Incidence du rapport de concentration des contraintes n sur $\Gamma_{\min}$.
Minimum safety factors : effect of stress concentration ratio n .

Conclusion

L'analyse menée montre que la modélisation basée sur le transfert de charge conduit à une meilleure prise en compte de la contribution du ballast du fait de l'amélioration de la résistance au cisaillement au sein de la colonne. Ce qui se traduit par une augmentation du coefficient de sécurité global notamment dans les plages de traitement couramment utilisées (14 à 20 %). Par contre, les calculs de stabilité faisant appel au modèle initial montrent que l'amélioration de la stabilité reste faible et qu'ils doivent être limités à l'analyse à très court terme. Ces deux procédures de modélisation nécessitent l'introduction d'une géométrie relativement lourde sur ordinateur (modélisation du remblai, des colonnes et du sol). Pour résoudre cette difficulté, nous avons mis au point un logiciel externe « Taldt » qui génère de façon automatique les données de calcul propres à « Talren ».

L'homogénéisation de type Priebe offre une modélisation très simple à traiter sur ordinateur puisqu'elle conduit uniquement à deux milieux distincts (remblai et sol sous-jacent homogénéisé). Cependant, elle aboutit à une stabilisation, voire à une chute du coefficient de sécurité lorsqu'on augmente le taux d'incorporation. Cette chute s'explique par le fait que l'homogénéisation aboutit, pour a élevé, à un sol homogénéisé assez frottant et peu cohérent où les règles et les analyses classiques à la rupture conduisent à des surfaces de rupture peu profondes qui peuvent ne pas correspondre à la réalité des phénomènes (Dhouib *et al.*, 1993).

La présente étude montre aussi que l'amélioration de la stabilité est faible lorsque l'on augmente l'angle de frottement du matériau du remblai. Ce résultat est dû à la faible contrainte normale mobilisée en tête des cercles de rupture relativement très profonds et subverticaux au sein du remblai. Par contre, la stabilité est légèrement améliorée lorsque le matériau de traitement est cohérent (cas du sable-ciment ou sable avec une fraction de fines). Le report de charge conduit, par le biais de la concentration des contraintes sur les colonnes, à l'amélioration de la stabilité. Par contre, l'augmentation du taux de chargement fait chuter le coefficient de sécurité.

Il y a lieu de noter enfin qu'il s'agit là d'une étude théorique basée sur une analyse à la rupture classique et dont la validation expérimentale est difficile à mettre en œuvre.

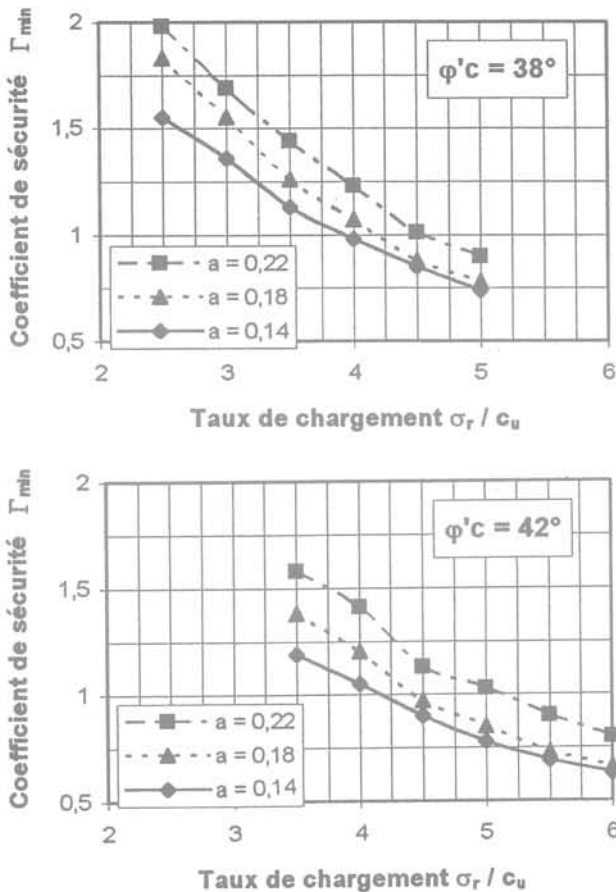


FIG. 10 Incidence du taux de chargement σ_r / c_u sur les valeurs de $\Gamma_{\min}$.
Minimum safety factors : effect of loading level.

croît. Cette diminution est d'autant plus marquée que le taux de chargement est faible. Ce résultat concorde avec les variations de $\Gamma_{\min}$ en fonction de a des graphiques de la figure 8 et s'explique par le fait que le taux de contribution de la colonne décroît lorsque σ_r / c_u croît. L'augmentation de l'angle de frottement interne du ballast ϕ'_c de 38° (Fig. 9a) et 42° (Fig. 9b) n'apporte d'amélioration plus marquée que pour les taux d'incorporation a plus élevés.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient M. Jean-Pierre Magnan des remarques qu'il a formulées lors de la rédaction de cet article.

Bibliographie

- Aboshi H., Ichimoto E., Enoki M., Harada K. – The Compozer, a method to improve characteristics of soft clays by inclusion of large diameter sand columns. Colloque international Renforcement des sols : Terre Armée et autres méthodes, Paris. Presses des Ponts, vol. 1, p. 211-216, 1979.
- Balaam N.P., Poulos H.G. – The behaviour of foundations supported by clays stabi-

- lized by stone columns. Proc. 8th EC on SMFE Helsinki, vol. 1, p. 199-204, 1983.
- Balaam N.P., Poulos H.G., Brown P.T. – Settlement analysis of soft clays reinforced with granular piles. University of Sydney, School of Civil Engineering, Research Report R 305.
- Blondeau F., Christiansen M., Guilloux A., Schlosser F. – « Talren » : méthode de calcul des ouvrages en sols renforcés.

- Colloque international Renforcement des sols en place, Paris. Presses des Ponts, p. 219-224, 1984.
- Bouassida M. – Étude expérimentale du renforcement de la vase de Tunis par colonnes de sables : application pour la validation de la résistance en compression théorique d'une cellule composite confinée. Revue Française de Géotechnique, n° 75, p. 3-12, 1996.

- Brauns J. – Die Anfangstraglast von Schotterssäulen im bindigen Untergrund. *Die Bautechnik*, vol. 55, n° 8, p. 263-271, 1978.
- De Buhan P., Salençon J. – Analyse de la stabilité des ouvrages en sols renforcés par une méthode d'homogénéisation. *Revue Française de Géotechnique*, n° 41, p. 29-43, 1987.
- Dhouib A., Soyez B., Shahrour I. – Réflexions sur les problèmes de calcul et de dimensionnement des colonnes ballastées sous chargement monotone. Colloque franco-polonais de Mécanique des sols, Douai, p. 305-312, 1993.
- Dhouib A., Gambin M., Soyez B. – Incidence du mécanisme de transfert de charge sur la stabilité des remblais d'ouvrages en terre sur sols compressibles traités par réseau de colonnes ballastées. Third International Conference On Ground Improvement Geosystems-Densification and Reinforcement, London, Thomas Telford, 1997.
- Dhouib A., Stoehr B. – Techniques d'amélioration des sols par vibration profonde: origine, développement et méthodes de dimensionnement. « Entretien de la Technologie », 1997, édition européenne, École centrale de Lille. *Les Dossiers des technologies*, Ed. Londez Conseil, p. 271-277, 1997.
- DTU (Documents techniques unifiés) 13-2. – *Colonnes Ballastées*, chap. III, 1978.
- Gilbert C. – Une nouvelle approche des calculs d'interaction sol-structure. *Revue Française de Géotechnique*, n° 72, p. 3-9, 1995.
- Goughnour R.R., Bayuk A.A. – Analysis of stone column-soil matrix interaction under vertical load. Colloque international Renforcement des sols: Terre Armée et autres méthodes, Paris. *Press des Ponts*, vol. 1, p. 271-277, 1979.
- Ghionna V., Jamiolkowski M. – Colonne di ghiaia. X Ciclo di conferenze dedicate ai problemi di meccanica dei terreni e ingegneria delle fondazioni metodi di miglioramento dei terreni, Politecnico di Torino Ingegneria, atti dell'istituto di scienza delle costruzioni, n° 507, 1981.
- Greenwood D.A. – Mechanical improvement of soils below ground surface. Conf. on Ground Engineering, Institution of Civil Engineers, Londres, paper II, p. 11-22, 1970.
- Hughes J.M.O., Withers N.J. – Reinforcing of soft cohesive soils with stone columns. *Ground Engineering*, vol. 7, n° 3, p. 42-49, 1974.
- Iorio J.P., Matichard Y., Soyez B., Besançon G. – Étude du comportement d'une culée en Terre Armée fondée sur colonnes ballastées. Coll. Interaction sol-structures, Paris. *Presses des Ponts*, 1987.
- Liausu Ph., Juillié Y. – Procédure de contrôles sur un chantier de plots ballastés, Voies ferrées ELA 3 à Kourou (Guyane française). *Revue Travaux*, n° 655, 1990.
- Nahrgang E. – Untersuchung des Tragverhaltens von eingrüttelten Schotterssäulen an Hand von Modellversuchen. *Baumaschine und Bautechnik*, vol. 23, n° 8, p. 391-404, 1976.
- Meiketsu Enoki, Norio Yagi, Ryuichi Yatabe, Eisamburo Ichimoto – Shearing characteristic of composite ground and its application to stability analysis. Deep Foundation improvements: Design, Construction and Testing, ASTM STP 1089, Malvin I. Esrig and Robert C. Bachus, Eds, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, p. 19-31, 1991.
- Mitchell J.K. – Soil improvement. State of the art report. 10^e Cong. int. Mécanique des sols et des travaux de fondations, Stockholm, vol. 4, p. 509-565, 1981.
- Priebe H. – Abschätzung des Setzungsverhaltes eines durch Stopfverdichtung verbesserten Baugrundes. *Die Bautechnik*, vol. 53, n° 5, p. 160-162, 1976.
- Priebe H. – Abschätzung des Scherwiderstandes eines durch Stopfverdichtung verbesserten Baugrundes. *Die Bautechnik*, vol. 55, n° 9, p. 281-284, 1978.
- Priebe H. – Vibro replacement. Design Criteria and Quality Control. Deep Foundation improvements: Design, Construction and Testing, ASTM STP 1089, Malvin I. Esrig and Robert C. Bachus, Eds, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, p. 62-72, 1991.
- Pruchnicki E., Shahrour I. – Application de la théorie de l'homogénéisation aux colonnes ballastées. *Annales de l'ITBTP*, n° 496, p. 117-128, 1991.
- Recommandations CLOUTERRE. – Paris, Presse des Ponts, 268 p, 1991.
- Schulze G. – Consolidation des sols par vibration profonde et par compactage dynamique. Séminaire sur la consolidation des sols et des roches *in situ* dans le génie civil, Stresa, p. 83-115, 1978.
- Soyez B. – Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées. *Bulletin de Liaison des LPC*, n° 135, p. 35-51, 1985.
- Soyez B., Magnan J.-P., Delfaut A. – Loading tests on a clayey hydraulic fill stabilized by lime-treated soil columns. Proc. 8th European Conf. on SMFE, Helsinki, vol. 1, p. 951-954, 1983.
- Smolczyk U. – Deep compaction-general report. 8th European Conf. on SMFE, Helsinki, Speciality Session 3, vol. 3, p. 1105-1116, 1983.
- Van Impe W., de Beer E. – Improvement of settlement behaviour of soft layers by means of stone columns. 8th European Conference on SMFE, Helsinki, vol. 1, p. 309-312, 1983.
- Vautrain J. – Comportement et dimensionnement des colonnes ballastées. *Revue Française de Géotechnique*, n° 11, p. 59-73, 1980.

Expérimentation et modélisation de structures en sol renforcé par un géotextile tridimensionnel alvéolaire

Ph. REIFFSTECK

LERMES/CUST,
Université Blaise-Pascal,
Clermont-Ferrand ;
ARMATER SA
(Convention CIFRE),
Viverols

Résumé

Depuis maintenant plus de vingt ans, l'utilisation de matériaux synthétiques ou naturels pour le renforcement de massifs de sol s'est banalisée. Cependant l'emploi d'un géotextile tridimensionnel alvéolaire souple n'avait pas fait l'objet d'études particulières pour déterminer le potentiel du produit. La démarche a consisté à étudier par un programme expérimental exhaustif le comportement local de ce nouveau concept de soutènement. Cette étude permet de mieux comprendre le fonctionnement du phénomène de confinement, qui peut être assimilé à une cohésion apparente, et met en évidence l'anisotropie du comportement du complexe. Les différents modèles locaux développés sont introduits dans des modèles théoriques permettant ainsi de proposer une méthode de dimensionnement. Ces modèles prennent en compte l'hétérogénéité du comportement des matériaux et la géométrie complexe des ouvrages. Ceux-ci sont finalement validés sur des ouvrages réels.

Experimental and theoretical study of soil structure reinforced by a three-dimensional alveolar geotextile

Abstract

Since now twenty years the use of natural or synthetic materials for soil reinforcement became common. However the use of a three dimensional geotextile haven't been the subject of extensive research to determine his ability for such an application. The reasoning presented here, has consisted to study by an exhaustive experimental program the local behaviour of this new concept of wall. This study allows to explain the effect of alveolar structure as a reinforcing element, the mechanism of confinement and to point out the anisotropic nature of shearing resistance. Then different local models are proposed that have been introduced in theoretical models of stability analysis in order to develop a design method. The modelling take into account the heterogeneity and the complex geometry of the alveolar structure. Finally the analysis have been validated on trial walls.

L'étude des murs en sol renforcé utilisant le sol en place s'est développée de manière significative ces dernières années tant sur le plan théorique qu'expérimental. Cependant, peu d'éléments bibliographiques existent au niveau national et international sur le renforcement par des structures alvéolaires. La technique étudiée ici n'a jamais été expérimentée au niveau national (Delmas, 1986a). L'idée est de constituer, comme représenté sur la figure 1, un massif de sol renforcé par un empilement de lits d'alvéoles. La liaison verticale des lits est réalisée au moyen de bandes de textiles agrafées aux pointes des alvéoles. Les alvéoles standards ont un côté $c = 20$ cm et une hauteur $h = 25$ cm.

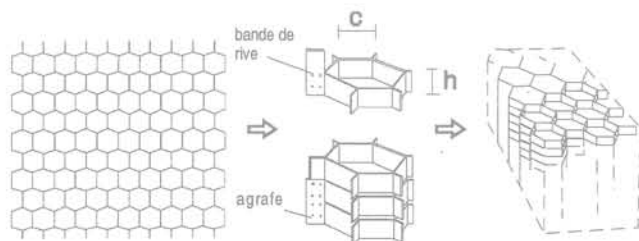


FIG. 1 Principe de réalisation du produit et du mur en géotextile alvéolaire.
Principe of realisation of the geocell and the reinforced wall.

L'approche adoptée pour la mise au point d'une méthode de dimensionnement est basée sur la connaissance du fonctionnement interne du procédé, en étudiant les comportements locaux. Pour cela, dans un premier temps, un programme expérimental exhaustif a mis en évidence le comportement mécanique du géosynthétique alvéolaire.

La figure 2 présente, pour une géométrie donnée, les différents modes de fonctionnement de la structure, étudiés de manière expérimentale. Au sein du massif entièrement confiné, apparaissent une sollicitation en compression d'un massif d'alvéoles (1) et en partie supérieure le comportement en compression d'une à plusieurs alvéoles (2). Le long d'une ligne de rupture potentielle, des sollicitations complexes se trouvent mobilisées. Ce sont principalement des sollicitations de cisaillement d'un massif d'alvéoles (3) en partie basse et d'un lit d'alvéoles (4) en partie haute. Le cisaillement engendre un effort d'extraction de la nappe alvéolaire (5) constituant l'ancrage.

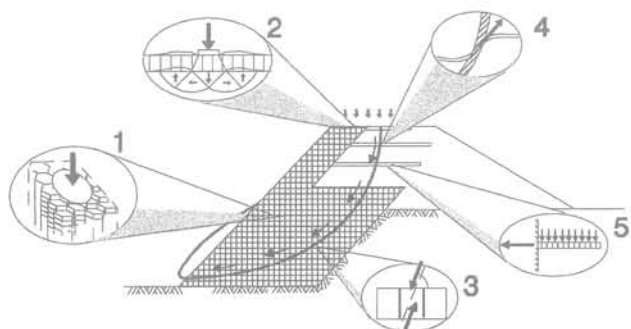


FIG. 2 La structure et les modes de rupture.
The structure and the failure mode.

Les différentes séries d'essais locaux ont donc été réalisées afin de comprendre le fonctionnement de ce produit dans ces différentes configurations.

Dans un deuxième temps, plusieurs modèles locaux ont été développés utilisant des méthodes de calcul analytiques ou numériques. Une étude de l'influence des paramètres dimensionnels (côté de l'alvéole c et hauteur h) et mécanique (comportement des matériaux) a également été réalisée. Ces approches ont été ensuite intégrées dans des modèles théoriques d'analyse de stabilité, afin de proposer une méthode de dimensionnement. La simulation du comportement théorique des structures a été réalisée à l'aide de lois rhéologiques simples. Ce choix procède de la démarche méthodologique adoptée, qui consiste à progresser du modèle le plus simple au plus complexe. Deux approches différentes ont été utilisées : une approche par un calcul à la rupture utilisant la méthode des blocs et une approche en déformations utilisant la méthode des différences finies. Les modèles employés sont des modèles ayant montré leur potentiel à représenter les phénomènes réels et auxquels les clients privés ou institutionnels sont habitués.

Dans la dernière partie de cet article, la validation, sur divers ouvrages réels, des modèles développés est présentée. Les choix réalisés ont consisté à caler les modèles numériques à la fois sur le comportement global observé sur des ouvrages réels (murs de 6 à 8 m de hauteur) et sur des modèles de laboratoire (60 cm de hauteur) (Reiffsteck, 1995b).

1

De l'alvéole au lit d'alvéoles

1.1

Essais sur une alvéole

Dans un premier temps, une étude destinée à comprendre le comportement d'une alvéole a été menée. Le mode de sollicitation choisi est un effort de compression uniaxiale appliqué parallèlement à la génératrice du cylindre à base hexagonale (Fig. 3).

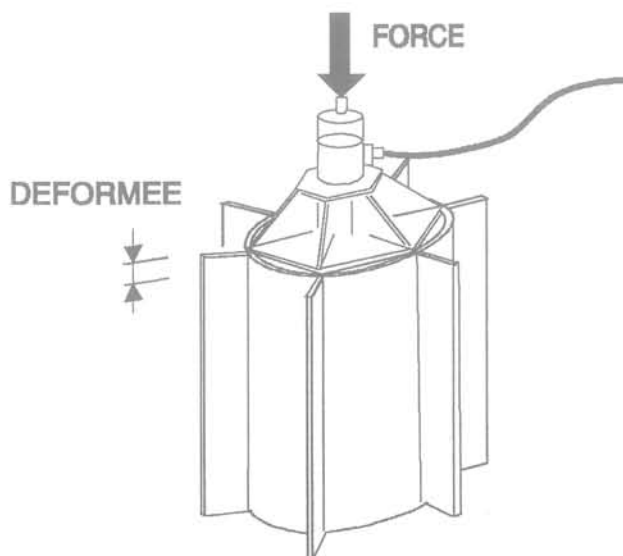


FIG. 3 Essai de compression sur une alvéole.
Compression test on a single cell.

Cette alvéole est constituée de deux matériaux : le matériau textile de l'enveloppe et le matériau de remplissage. Leur influence respective sur le comportement a été observée. Dans la première série d'essais, trois textiles différents aux caractéristiques mentionnées dans le tableau ci-dessous sont utilisés.

TABLEAU I

Caractéristiques des textiles utilisés.
Feature of the textiles used.

Caractéristiques	Masse surfacique	Épaisseur	Résistance à la traction	Élongation à rupture
Notation	ρ	e	R_t	ϵ
Unité	g/m^2	mm	kN/m	%
BD700	310	1,2	75	10
TS750	350	3	26	30
PS350	350	1,9	20,2	25

Les dimensions des alvéoles, variables suivant les essais, sont rappelées dans la légende des graphiques.

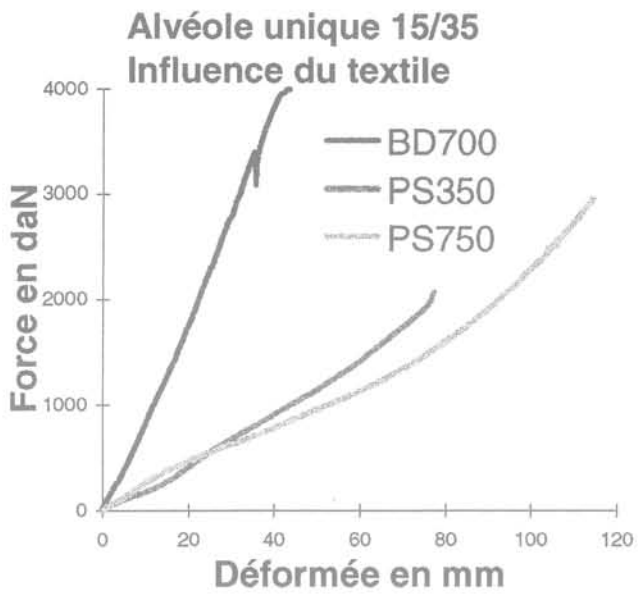


FIG. 4 Essai de compression ($c = 15\text{ cm}$, $h = 35\text{ cm}$).
Compression tests ($c = 15\text{ cm}$, $h = 35\text{ cm}$).

Les résultats de ces essais (Fig. 4) montrent que la présence de la cellule est efficace pour augmenter la résistance à la compression et qu'il existe un rapport de proportionnalité entre le module du textile $J = R_t/\epsilon$ et la réponse observée.

Les informations apportées par les essais réalisés avec plusieurs types de matériaux de remplissage complètent ces observations (Fig. 5). Il s'agit d'une fine 0/1,5 mm, $M_f = 1,7$ (M_f est le module de finesse), $C_u = 3,4$ (C_u est le coefficient d'uniformité) d'un sable d'Allier 0/4 mm, $M_f = 3$, $C_u = 4$ et d'un gravier roulé 5/16 mm, $C_u = 1,6$.

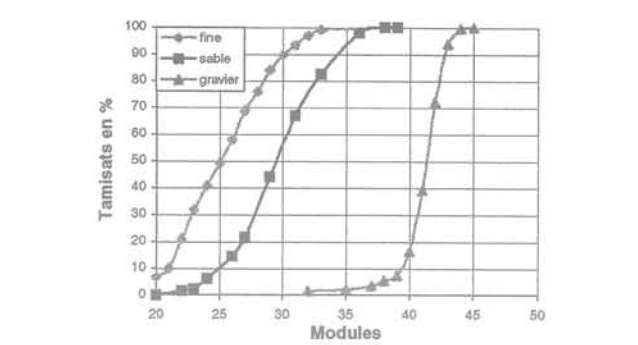


FIG. 5 Courbes granulométriques.
Particle size distribution.

La figure 6 permet d'observer qu'après une première phase de densification (à gauche de la ligne verticale), dépendant de la nature du matériau, des pentes sensiblement identiques sont obtenues. Ces matériaux ont été mis en œuvre lâches, c'est-à-dire sans compactage.

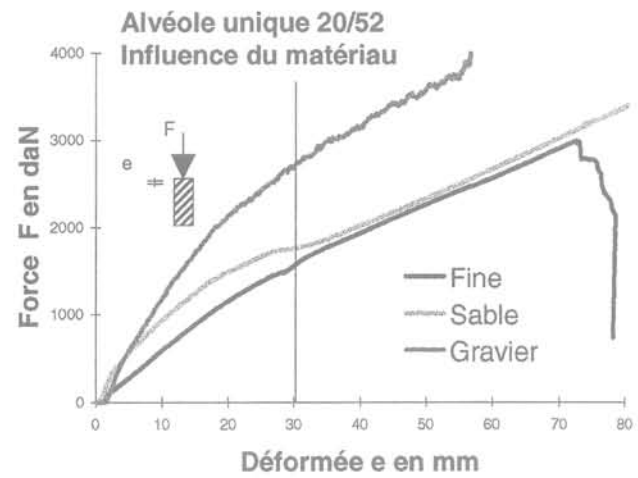


FIG. 6 Essai de compression ($c = 20\text{ cm}$, $h = 52\text{ cm}$).
Compression tests ($c = 20\text{ cm}$, $h = 52\text{ cm}$).

Le principe de ce renforcement est donc de limiter les extensions du sol par l'effet de confinement correspondant à la mise en tension des parois géotextiles de l'alvéole (Bathurst, 1993). Le module mécanique du textile de l'alvéole est déterminant. La fonction de confinement du géotextile alvéolaire peut être assimilée à celle d'un liant souple du sol contenu. La représentation dans le plan de Mohr sur la figure 7 illustre cette notion.

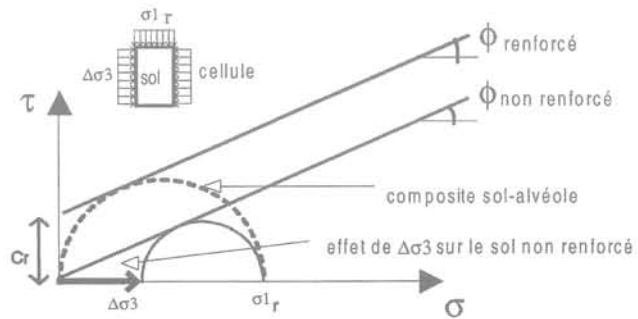


FIG. 7 Définition de la cohésion apparente.
Definition of apparent cohesion.

L'accroissement de résistance du sol de remplissage dû au confinement peut être ainsi décrit par une cohésion équivalente.

1.2

Essais sur sept alvéoles

A ce stade l'action des six alvéoles périphériques sur le comportement d'une alvéole est un aspect important à étudier (Fig. 8).

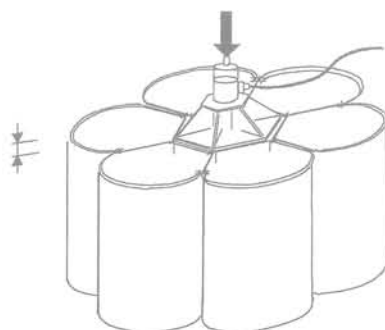


FIG. 8 Essai de compression sur sept alvéoles.
Compression test on seven cells.

Les essais mettent en évidence un gain, dû à celles-ci, faible dans le cas du sable lâche (Fig. 9). De même, l'importance de la densité initiale n'est visible que dans une première phase (à gauche de la ligne verticale) alors que l'apport de résistance à la compression lié au module du textile est bien plus important.

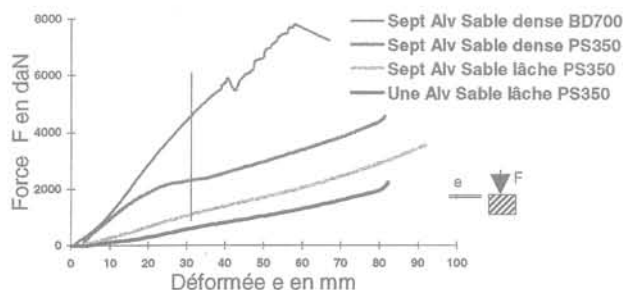


FIG. 9 Essai de compression sur sept alvéoles ($c = 15$ cm, $h = 35$ cm).
Compression test on seven cells.

Les essais permettent de constater un phénomène de propagation de la déformation une fois l'enveloppe de l'alvéole centrale rompue.

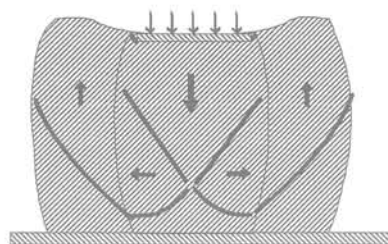


FIG. 10 Schéma de rupture.
Failure mode.

Ces essais de compression simple sur sept alvéoles confirment les essais sur alvéole simple. La réponse de la structure sol-alvéole est proportionnelle au module du textile.

1.3

Essais sur un lit d'alvéoles

L'étude précédente a été complétée par l'utilisation d'un massif bicouche. L'étude d'un lit d'alvéoles a été réalisée sur un modèle de laboratoire tridimensionnel avec différents sols supports (Fig. 11). Un sol support rigide (sable d'Allier) permet de déterminer l'apport de résistance en grande déformation et un sol support souple (graisse) une étude plus fine des paramètres géométriques.

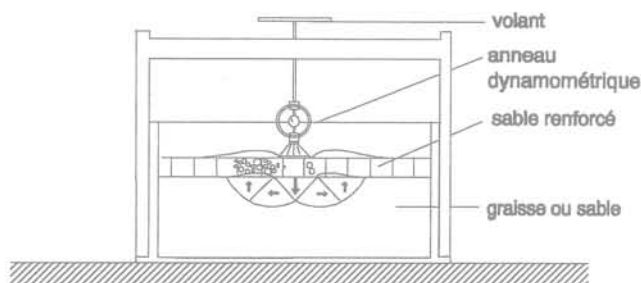


FIG. 11 Essai sur un lit d'alvéoles.
Test on one alveolar mesh.

Les études antérieures montrent que dans le domaine des petites déformations le complexe apporte une rigidité initiale importante, puis en grande déformation, un effet de membrane (Fig. 12) décrit par Reiffsteck (1996b). En effet la nappe contient l'écoulement du sol, ce qui la met en extension, et un effet membrane global apparaît (Fig. 15).

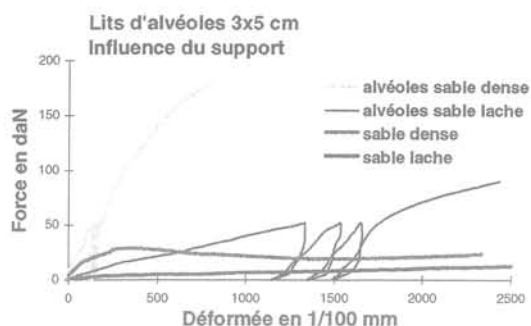


FIG. 12 Résultats sur sable ($c = 3$ cm, $h = 5$ cm).
Results on sand.

Deux paramètres se révèlent influents : l'élanement des cellules (voir Fig. 13) et la rigidité initiale du matériau de remplissage (Fig. 12).

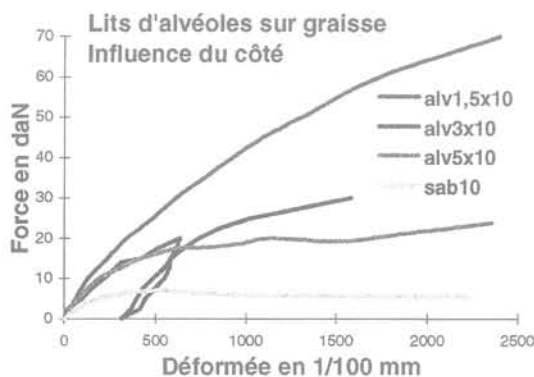


FIG. 13 Résultats d'essais pour une hauteur de 10 cm.
Results for cell height of 10 cm.

La réponse charge-enfoncement, observée sur la figure 14, est proportionnelle à la hauteur des cellules.

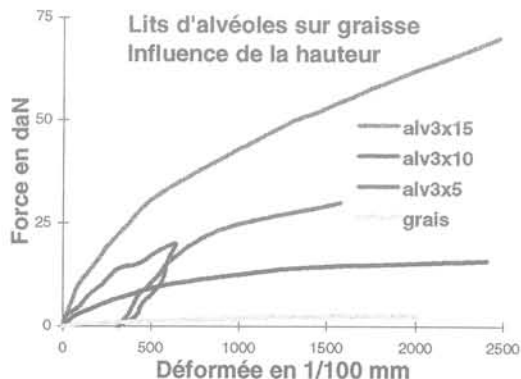


FIG. 14 Résultats d'essais pour un côté de 3 cm.
Results for cell side size of 3 cm.

La nappe alvéolaire a un rôle de renforcement par confinement des zones plastifiées en grandes déformations (Fig. 15). Lorsque la structure est localement en plasticité, les alvéoles jouent alors le rôle de séparateur lors de l'écoulement plastique.

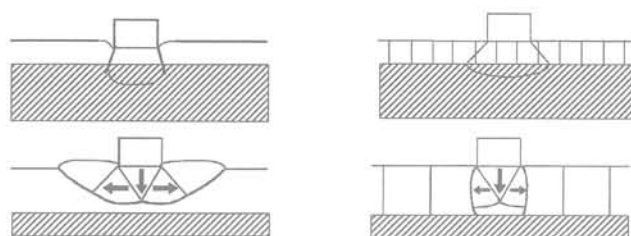


FIG. 15 Diminution de l'écoulement plastique par confinement.
Diminution of lateral spreading by confinement.

La nappe alvéolaire se comporte comme un liant souple de la couche supérieure acceptant une déformation importante. La structure alvéolaire au sein d'une structure bicouche comprenant une couche de très faible rigidité augmente la portance.

1.4

Extraction d'une nappe alvéolaire

Cette série n'est pas destinée à reproduire les essais déjà réalisés par de nombreux auteurs (Ingold, 1983 ; Bourdeau *et al.*, 1990 ; Bourdeau *et al.*, 1992) mais plutôt à quantifier l'apport de la structure alvéolaire. C'est pourquoi un seul matériau de remplissage (sable d'Allier) et les mêmes conditions d'essai ont été utilisés.

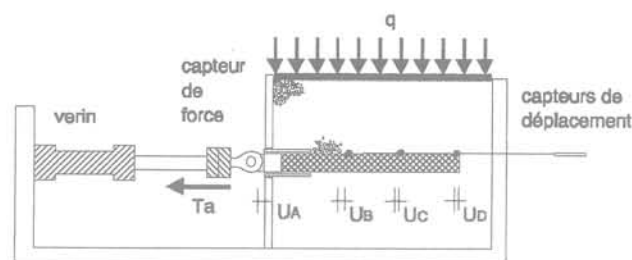


FIG. 16 Appareillage de l'essai d'extraction.
Apparatus for pull out test.

Le massif est instrumenté par des capteurs de déplacement pour suivre le mouvement de la nappe en tête (point A, Fig. 16) ainsi qu'en différents points (points B, C et D, Fig. 16).

TABLEAU II Caractéristiques des textiles utilisés.
Characteristics of textiles used.

Caractéristiques	Masse surfacique	Épaisseur	Résistance à la traction	Élongation à rupture
Notation	ρ	e	R_t	ϵ
Unité	g/m^2	mm	kN/m	%
81 TH	310	0,35	5	30
Grille	250	3	35	12,5

Deux types de nappes ont été utilisés (tableau II) : une géogrid (Fig. 17a) qui servait de référence et des nappes alvéolaires (Fig. 17b) constituées de textile non tissé 81TH.

Les nappes testées possédaient une dimension de 60 cm de long, 70 cm de large. Les nappes alvéolaires étaient collées, de côté $c = 3$ cm et d'épaisseur $h = 10$ cm (Fig. 1, et 17b).

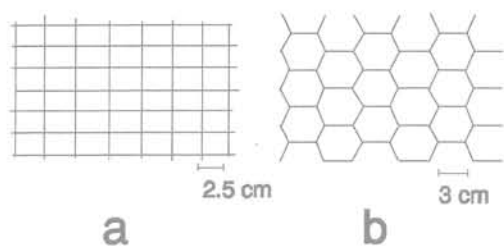


FIG. 17 Géométrie des nappes testées.
Geometry of tested samples.

La relation force-déplacement obtenue pour une nappe bidimensionnelle de type grille est figurée ci-dessous (Fig. 18).

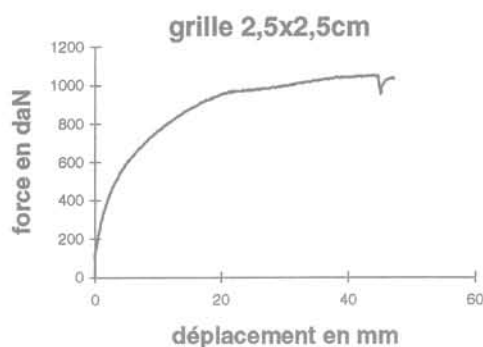


FIG. 18 Relation force-déplacement.
Relation force-displacement.

Pour une nappe bidimensionnelle un déplacement en tête d'environ 5 % de la longueur d'ancrage (Bourdeau, 1994) provoque un mouvement total de la nappe. A ce niveau de déplacement, l'interface est entièrement plastifiée. La relation entre les déplacements le long de la nappe (points B, C et D, cf. Fig. 16) et le déplacement à l'avant de la nappe est alors linéaire (Fig. 19).

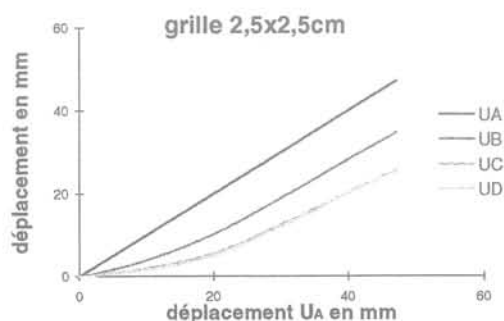


FIG. 19 Mobilisation de l'ancrage.
Mobilisation of the anchorage.

Les résultats des essais réalisés sur nappes alvéolaires montrent (Fig. 20) une relation force-déplacement dénotant un fonctionnement similaire à celui des nappes bidimensionnelles (Fig. 18).

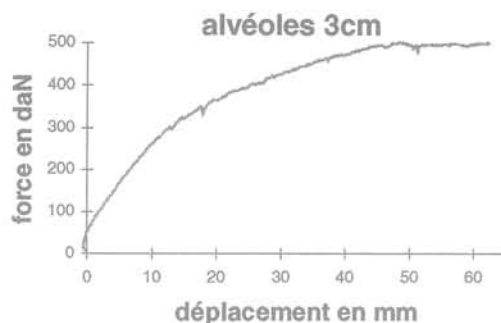


FIG. 20 Relation force-déplacement.
Relation force-displacement.

L'analyse de la figure 21 permet de dire que les caractéristiques intrinsèques des géotextiles que sont l'extensibilité et la souplesse voient leurs effets amplifiés par l'assemblage sous forme de treillis de la nappe alvéolaire. La mobilisation progressive est donc plus lente qu'avec des armatures en géotextiles bidimensionnels (Fig. 19).

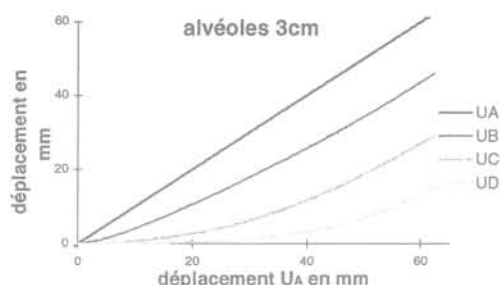


FIG. 21 Mobilisation de l'ancrage.
Mobilisation of the anchorage.

Une étude complémentaire (Reiffsteck, 1997a) a permis de montrer que le comportement à l'extraction de la nappe alvéolaire dépend de la taille des alvéoles ainsi que de la résistance des liaisons permettant de réaliser la structure alvéolaire. Ainsi lors d'un essai d'extraction, une nappe alvéolaire présente un comportement similaire à une nappe bidimensionnelle avec cependant une mobilisation plus lente, ce phénomène dépendant de la densité d'alvéoles mobilisée et de la qualité des liaisons.

1.5

Essais sur une structure alvéolaire multi-couche

L'étude du comportement d'un ensemble d'alvéoles réalisé par empilement de nappes a été faite à l'aide d'essais de compression simple (Fig. 22) et de cisaille-

ment simple (Fig. 24). Une série d'essais de compression simple réalisée sur des massifs en sable d'Allier, entièrement renforcés permet de constater que la densité d'alvéoles n'a pas une influence importante sur la rigidité, pour de petites déformations.

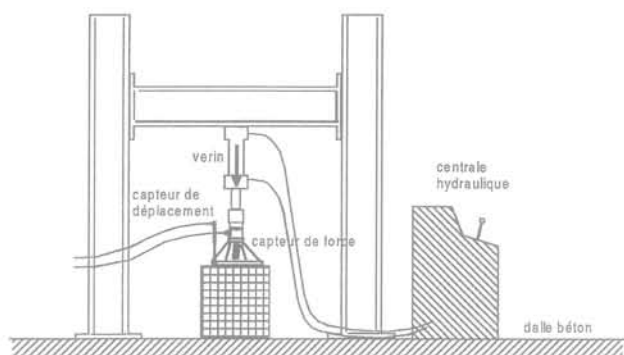


FIG. 22 Appareillage pour l'essai de compression.
Apparatus for compression test.

Pour des charges faibles, la présence des parois des alvéoles est un élément perturbateur (Fig. 23) mais une fois la déformation suffisante pour mobiliser le confinement et donc mettre les parois en tension, la rigidité semble proportionnelle à la densité de textile. Ce comportement a déjà été observé par Bathurst (1994).

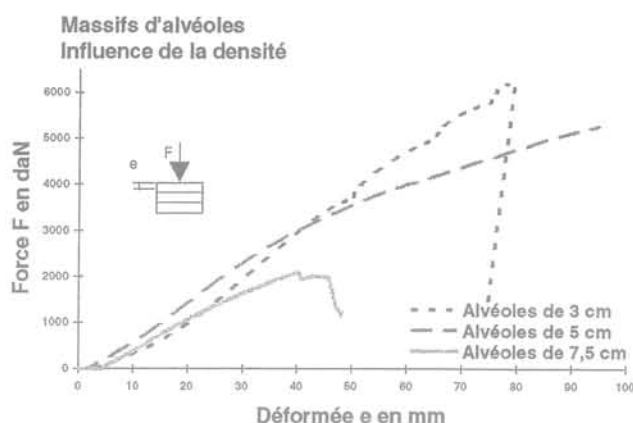


FIG. 23 Essai sur un massif d'alvéole.
Test on a multilayer structure.

La présence de la structure alvéolaire crée un mécanisme de confinement du matériau de remplissage. La résistance au cisaillement et à la traction s'en trouve augmentée de façon conséquente. L'anisotropie mécanique de cette structure (en relation avec la disposition des alvéoles) a été caractérisée par des essais de cisaillement. Une boîte de cisaillement simple de 1 m² de surface intérieure et 0,5 m de hauteur a été instrumentée pour cet effet (Fig. 24).

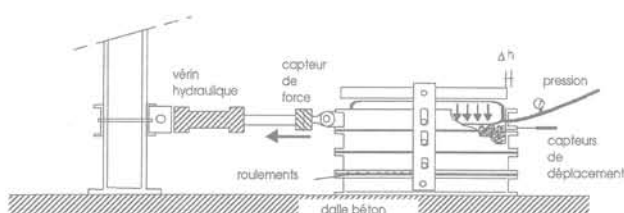


FIG. 24 Boîte de cisaillement simple.
Simple shear box.

A l'intérieur de cette boîte les lits d'alvéoles ont été disposés avec une inclinaison α sur l'horizontale. L'angle α est défini comme étant l'inclinaison des nappes alvéolaires par rapport à l'horizontale (Fig. 25).

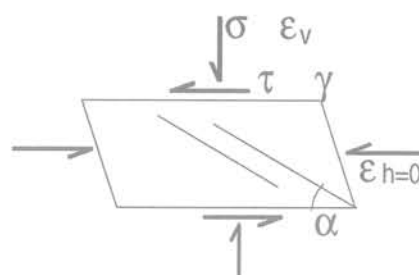


FIG. 25 Notations, inclinaison des lits.
Notations, geocell-layer disposition.

Les résultats obtenus résumés sur la figure 26 mettent en évidence l'anisotropie de la contrainte de cisaillement. Les valeurs maximales de la résistance apparaissent pour un angle variant de 30° à 80°. La diminution de la contrainte de cisaillement pour l'angle de 120° est due à la coïncidence entre l'inclinaison des parois textiles et le plan de cisaillement.

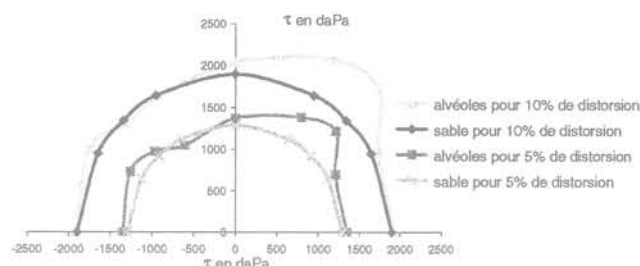


FIG. 26 Représentation polaire de la contrainte de cisaillement.
Polar diagram of shearing resistance.

Le composite reprend les efforts de cisaillement développés dans le sol sous l'effet de chargements, efforts de cisaillement qu'un sol non-cohérent ne pourrait reprendre. Il semble logique, du fait de l'anisotropie de la cohésion apparente, d'optimiser le positionnement du géotextile. En effet, le renforcement sera d'autant plus efficace que l'orientation donnant la cohésion apparente la plus grande, approchera la direction d'extension maximale.

2

Modèles

Nous allons déterminer dans ce paragraphe si l'intégration de modèles locaux, prenant en compte les spécificités de la structure alvéolaire dans des modèles de calcul classiques, est à même de reproduire un comportement réaliste de la structure. Les ouvrages en sol renforcé qui sont généralement de grande longueur autorisent une modélisation bidimensionnelle en faisant l'hypothèse des déformations planes. Dans un pre-

mier temps, la méthode des blocs est appliquée puis dans un deuxième temps une méthode utilisant les différences finies. Ces deux modèles ont été choisis afin de comparer une méthode de calcul à la rupture et une méthode de calcul en déformation. En effet, la maîtrise des déformations est un objectif important dans l'étude des murs en sol renforcé.

2.1

Méthode des blocs

Un programme de calcul de stabilité utilisant la méthode des blocs a été modifié pour tenir compte des ancrages et du mur que constitue le massif alvéolaire.

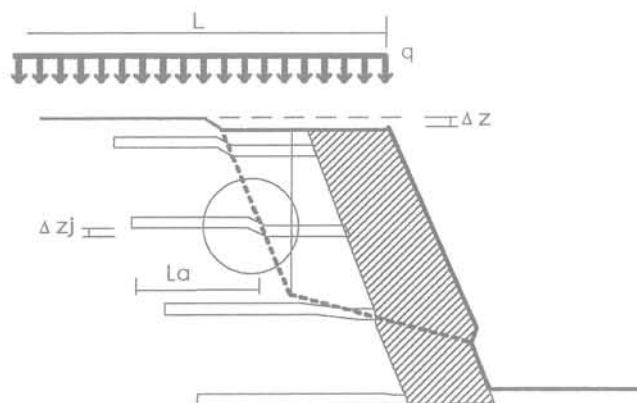


FIG. 27 Méthodes des blocs.
Two blocks method.

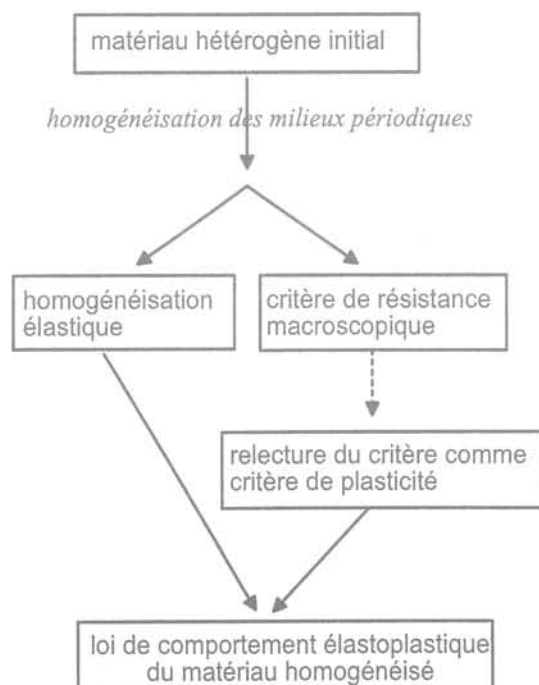


FIG. 28 Homogénéisation.
Homogenisation.

La partie mur est caractérisée par des valeurs de caractéristiques équivalentes obtenues par une méthode d'homogénéisation. Cette méthode part de l'hypothèse intuitive selon laquelle le sol renforcé peut, à l'échelle de l'ouvrage, être considéré comme un matériau homogène, mais anisotrope en raison de l'orientation privilégiée des inclusions de renforcement (Fig. 28). Le critère de résistance d'un matériau homogène anisotrope doit alors être déterminé.

La valeur de la cohésion varie suivant la direction de l'espace. C'est ce qui a été exposé au paragraphe 1.5. Les résultats obtenus avec la boîte de cisaillement

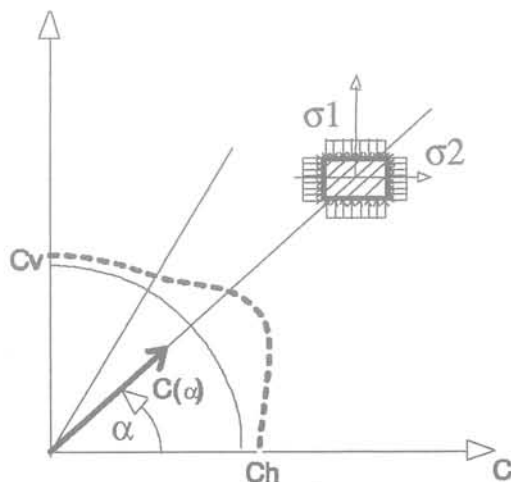


FIG. 29 Anisotropie de cohésion apparente.
Anisotropy of apparent cohesion.

simple, représentées par un diagramme polaire, sont de la forme donnée sur la figure 29.

Pour représenter cette anisotropie Bishop (1966) a proposé une expression empirique simple où $C(\alpha)$ est donné comme fonction de α qui décrit l'inclinaison de la contrainte de cisaillement par rapport à l'axe horizontal, $C_h = C(0)$, $C_v = C(\pi/2)$ et $C(\pi/4)$:

$$C(\alpha) = C_v (1 - a \sin^2 \alpha) (1 - b \sin^2 2\alpha)$$

avec :

$$a = 1 - \frac{C_h}{C_v} \text{ et } b = 1 - \frac{\frac{C_{\pi/4}}{C_v}}{1 - \frac{a}{2}}$$

L'analyse de l'équilibre limite présenté ci-dessous est utilisé pour calculer la contrainte de cisaillement pour chacun des trois angles 0 , $\frac{\pi}{4}$ et $\frac{\pi}{2}$.

• Pour $\alpha = 0$

L'interposition de plusieurs couches géotextiles horizontales au sein d'un matériau granulaire augmente la résistance ultime et la rigidité à la compression (Ling, 1994). Les essais menés par Boyle (1994) l'amènent à vérifier l'hypothèse attestant que l'apport de résistance au cisaillement est dû au fait que la présence de plans de géotextile limite l'expansion latérale du sol et, par là même, augmente la contrainte de confinement. La cohésion apparente du sol, dépendante de la contrainte de confinement, est de ce fait augmentée. Ainsi :

$$\Delta \sigma_3 = \frac{T}{B \cdot h}$$

où les paramètres sont : T = tension dans le textile ;
 h = hauteur de la cellule ; B = largeur considérée.

$$\text{avec : } T = \frac{J}{2} \cdot \frac{\left(\frac{\Delta H}{D}\right)^2}{1 - \frac{\Delta H}{D}}$$

ici J = module du textile et D = diamètre de la cellule,
 ΔH = déplacement imposé.

• Pour $\alpha = \pi/4$

La formule mise au point par Jewell (1987) est utilisée pour déterminer C pour $\alpha = \pi/4$:

$$C_{\pi/4} = \sigma_a \tan \delta \cdot N.L.b. (\cos \alpha \cdot \tan \phi + \sin \alpha)$$

ceci pour N renforcements de largeur b et de longueur L . δ est l'angle de frottement à l'interface entre les lits. Il s'agit d'un frottement sol-sol, δ est donc égal à ϕ . La valeur de σ_a est calculée par :

$$\sigma_a = \sigma_{yy} \cdot \frac{1 + \sin \phi \cdot \sin(\phi + 2\alpha)}{\cos^2 \phi}$$

• Pour $\alpha = \pi/2$

La cohésion apparente est déterminée en utilisant la théorie de Henkel (1968) développée pour prendre en compte l'apport de confinement dû à l'utilisation d'une membrane caoutchouc lors de l'essai triaxial (Fig. 30).

$$\Delta \sigma_3 = \frac{2 \cdot J}{D} \cdot \frac{1 - \sqrt{1 - \varepsilon_a}}{1 - \varepsilon_a}$$

où ε_a = déformation verticale.

La contrainte de confinement effective peut alors être calculée en utilisant les relations entre la cohésion et les caractéristiques. Pour un sol pulvérulent renforcé ou un sol cohérent drainé l'augmentation de contrainte de cisaillement est donnée par :

$$C_r = \frac{\Delta \sigma_3}{2} \cdot \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

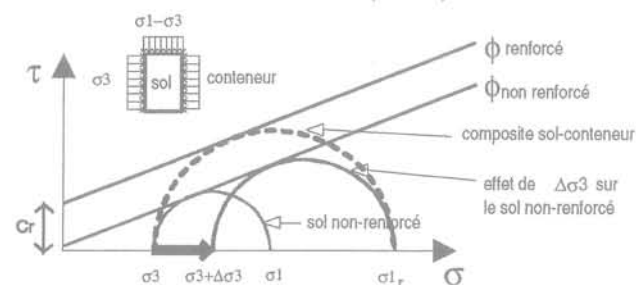


FIG. 30 Plan de Mohr.
 Mohr plane.

Une comparaison de la cohésion mesurée pour les éprouvettes cylindriques d'élancement supérieur à 2 (présentées Fig. 6) et les valeurs calculées par la formule est donnée dans le tableau ci-dessous.

TABEAU III Comparaison de la cohésion mesurée et prédite (en kPa).
 Comparison of measured and predict cohesion (en kPa).

Matériaux	Triaxial (Bathurst 93)		Compression simple	
	Cohésion mesurée	Cohésion prédite	Cohésion mesurée	Cohésion prédite
Sable lâche	156	174	86,8	90,5
Gravier	169	160	90,7	99,5

L'écart relatif entre les valeurs mesurées et calculées varie de 5 % à 9 % (Gourvès, 1996a).

La figure 31 compare les résultats théoriques ainsi déterminée et les résultats expérimentaux obtenus lors de la campagne d'essais (Fig. 26).

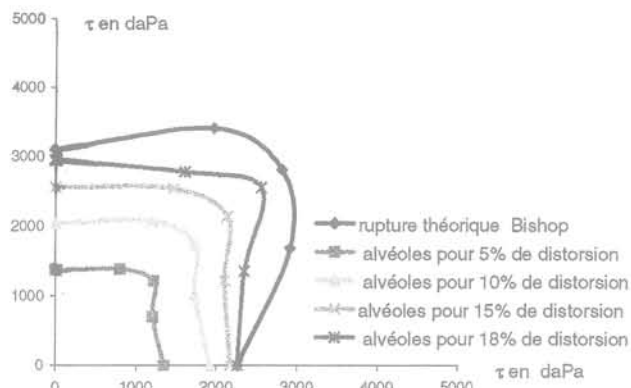


FIG. 31 Comparaison des résultats expérimentaux avec les résultats théoriques.
 Comparison of experimental results with theoretical ones.

Ces essais n'ont pu être menés jusqu'à la rupture, du fait des limitations de l'appareillage et de l'état lâche des matériaux. Cependant, la courbe enveloppe théorique approche de manière assez réaliste les résultats expérimentaux.

La cohésion anisotrope est alors introduite dans le critère de Coulomb :

$$f(\sigma) = \sigma_1 \cdot (1 + \sin \phi) - \sigma_3 \cdot (1 - \sin \phi) - 2 \cdot \cos \phi \cdot C(\alpha) = 0$$

La formulation du critère de résistance macroscopique du matériau « sol-renforcé » peut être ainsi obtenue.

Le but de cette étude est de pouvoir appliquer le critère présenté ci-dessus à des problèmes de calculs à la rupture « en déformation plane ». L'ouvrage homogène associé au talus initial en sol renforcé est un talus de même géométrie, constitué d'un matériau homogène obéissant au critère de résistance anisotrope. Il est calculé comme tel.

La ligne de rupture décrite précédemment (Fig. 27), définit l'existence d'une zone active, au voisinage du parement et d'une zone passive. Elle est le lieu présumé des tensions maximales. Cet équilibre utilise la méthode en déplacement (Gourc, 1994) résumée sur la figure 32.

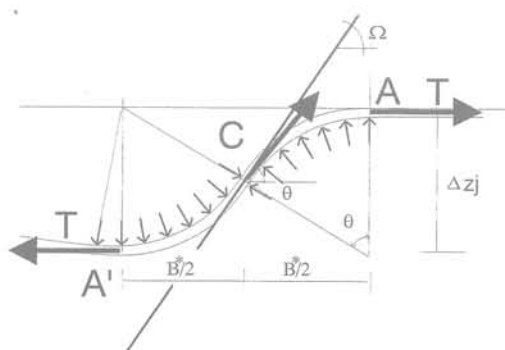


FIG. 32 Méthode des déplacements.
 Displacement method.

La nappe possède une extrémité libre et une extrémité ayant une liaison au mur. C'est cette tension à l'intersection avec la zone de sol plastifiée qui est équilibrée par les contraintes de friction du sol le long de la nappe.

Une loi type élastoplastique est donc utilisée afin de modéliser le cisaillement à l'interface (Fig. 33).

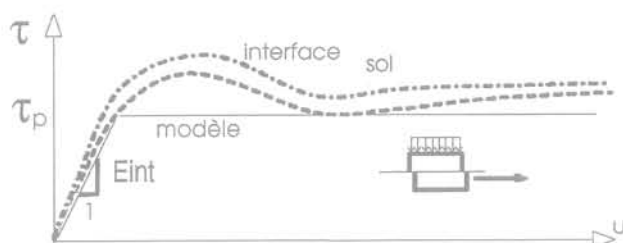


FIG. 33 Modèle élastoplastique de l'interface.
Elastoplastic model of the interface.

Le comportement observé lors d'essais de traction sur échantillon de géotextile bidimensionnel permet de proposer une modélisation par une loi élastique bilinéaire. En effet, une loi élastique linéaire conduirait à une mobilisation du frottement sur toute la longueur du géosynthétique dès les premiers mouvements en tête. Or, à un instant donné, pour un effort d'arrachement en tête T_A (Fig. 16), il existe une longueur à l'extrémité de la nappe pour laquelle le déplacement local est nul $U(x) = 0$. Une loi élastique bilinéaire à deux modules proposée par Bourdeau *et al.* (1990) est donc préférée, car cette dernière permet d'obtenir une meilleure corrélation avec les essais d'extraction et de tenir compte de la non-linéarité initiale du comportement.

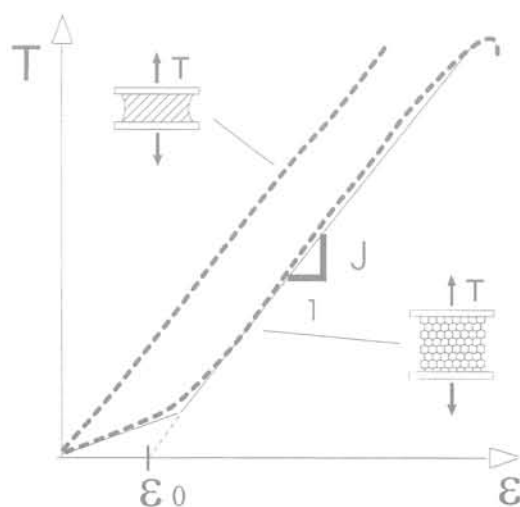


FIG. 34 Modèle de l'essai de traction.
Model of traction test.

La déformabilité initiale du géosynthétique est prise en compte par le paramètre ϵ_0 défini sur la figure 34.

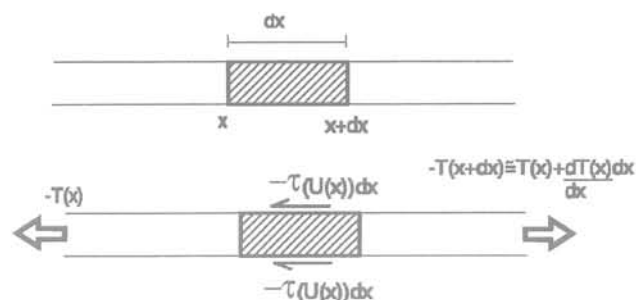


FIG. 35 Bilan des forces sur le géotextile.
Forces applied on the geotextile.

L'équilibre de l'élément de nappe représentée ci-dessus amène :

$$-T(x) + T(x + dx) - 2 \cdot \tau \cdot dx = 0$$

on pose : $T(x + dx) = T(x) + \frac{dT(x)}{dx} \cdot dx$, il apparaît en prenant en compte la loi d'interface :

$$\frac{dT(x)}{dx} = 2 \cdot \tau = 2 \cdot E_{int} \cdot U(x)$$

La loi de comportement du géotextile est :

$$\frac{dU(x)}{dx} = \epsilon = \frac{T(x)}{J} + \epsilon_0$$

ce qui donne en déformation plane :

$$\frac{d^2U(x)}{dx^2} - \beta^2 U(x) = 0$$

avec : $\beta = \sqrt{\frac{2 \cdot E_{int}}{J}}$

La résolution de cette équation différentielle conduit à :

$$U(x) = A \cdot e^{x\beta} + B \cdot e^{-x\beta} \quad \text{et} \quad T(x) = J \cdot \frac{dU(x)}{dx} - J \cdot \epsilon_0$$

A et B sont des constantes déterminées grâce aux conditions aux limites.

Trois cas apparaissent :

- 1) le déplacement est en tout point inférieur à U_p donc $\tau < \tau_p$;
- 2) le déplacement est partiellement supérieur à U_p ;
- 3) le déplacement est en tout point supérieur à U_p .

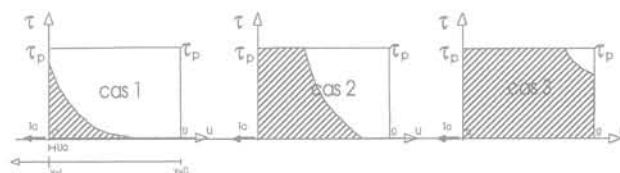


FIG. 36 Cas de mobilisation.
Cases of mobilisation.

L'obtention des efforts se fait donc avec le schéma suivant : à partir des contraintes limites données par essais, les paramètres qui permettent de calculer T en fonction de U déplacement imposé sont évalués.

Pour définir ces différents paramètres, l'essai d'extraction d'un lit d'alvéoles dont la géométrie est 3/3/10 sert de référence (Fig. 17, 20 et 21).

Le module d'Young du sable est estimé à partir de la relation exprimant le module tangent initial en fonction de la pression de confinement σ_3 . La relation obtenue expérimentalement est du type :

$$E = E_0 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n$$

où p_a désigne la pression atmosphérique et E_0 et n sont des paramètres calculés à partir d'essais de compression triaxiale drainés. Pour un sable lâche bien gradué les valeurs proposées par la bibliographie sont $E_0 = 20 \text{ MPa}$ et $n = 0,70$ (Itasca, 1993 ; Mestat, 1993) soit $E_{\text{sol}} = 4,95 \text{ MPa}$.

A la différence des géosynthétiques classiques et des armatures métalliques, la surface de cisaillement n'est pas confondue avec le plan du textile mais avec le plan supérieur et inférieur de la structure alvéolaire. C'est pourquoi le module du sol est aussi le module de l'interface.

L'angle de frottement est pris égal à celui des essais de cisaillement à la boîte de Casagrande soit 29° .

Le module du textile est déterminé pour un mètre de large sachant qu'il y a 1,8 m de textile par mètre de largeur pour des cellules de 5 cm de côté et 2,9 m pour 3 cm de côté, donc $J = 30 \text{ kN/m}$ et $J = 49 \text{ kN/m}$ respectivement.

La pente E_{int} de la loi d'interface est supposée indépendante de la charge appliquée. Le déplacement limite U_p est donc directement proportionnel à celle-ci. U_p est déduit de E_{int} :

$$U_p = \frac{\tau}{E_{\text{int}}} = \frac{(q + \gamma \cdot h) \cdot \tan \phi}{E_{\text{int}}}$$

Une valeur de ε_0 de 0,8 % proche de la bibliographie est utilisée, car elle est plus représentative du phénomène observé qui est la souplesse de la nappe.

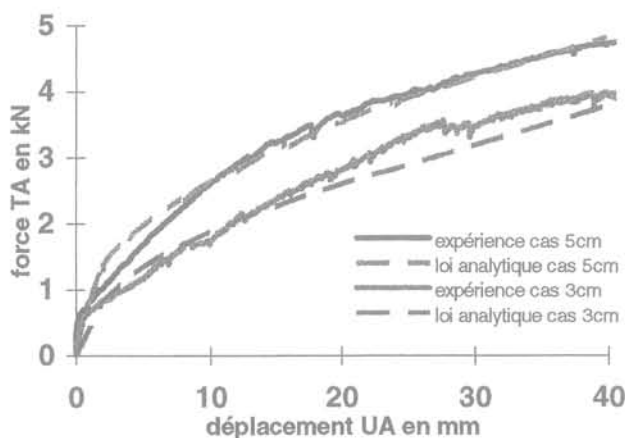


FIG. 37 Comparaison loi analytique et expériences essais d'extraction.
Comparison of analytical law and pull-out tests.

La figure 37 montre que les modèles donnent une bonne estimation de la relation force-déplacement. Les efforts calculés par ces formules sont introduits, pour le calcul du facteur de sécurité défini, dans l'équilibre du bloc dont la frontière intercepte l'ancrage.

Après détermination des efforts dans les nappes, à partir des déformations, le facteur de sécurité est calculé.

2.2

Méthode des différences finies

L'autre application utilisée est une simulation par la méthode des différences finies du comportement des massifs en sol renforcé (Gourvès, 1996b). Elle est développée sur le programme informatique FLAC (Billaux, 1992).

Le massif de sol est constitué d'un matériau auquel est appliqué un modèle élastoplastique avec critère de Mohr-Coulomb. Les caractéristiques mécaniques du matériau sol sont identiques à celles utilisées dans l'expression analytique et issues des essais. Ces valeurs sont : $E = 4,95 \text{ MPa}$ module d'Young du sol, $\nu = 0,3$ coefficient de Poisson, $\phi = 29^\circ$ angle de frottement interne, $c = 0 \text{ kPa}$ cohésion du sol.

L'élément de renforts est un élément ayant un comportement en membrane. Cet élément permet uniquement la prise en compte d'une loi de traction du renforcement qui est linéaire. Un modèle élastique est appliqué à l'élément. Les différents paramètres sont : $a = 63 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2$ section du géotextile par mètre linéaire de parement, J module du géotextile $J = 85,7 \text{ kN/m}$ et 143 kN/m , R_t résistance à la traction du géotextile $R_t = 9 \text{ kN}$, et un modèle élastoplastique à l'interface : $E_{\text{int}} = 235 \text{ kPa}$ coefficient de frottement à l'interface et $\tau = 9,5 \text{ kPa}$ contrainte de cisaillement maximale à l'interface.

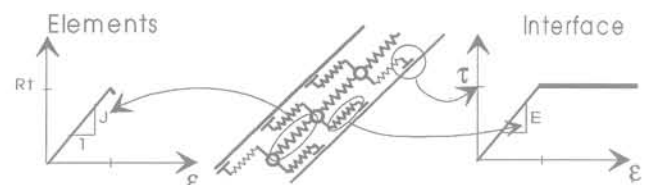


FIG. 38 Modèle de l'élément structural utilisé.
Model of the structural element used.

La modélisation, à l'aide de ce logiciel, des essais d'ancrage présentés au paragraphe 1 donne les résultats présentés sur la figure 39. La géométrie du modèle utilisé ainsi que les conditions aux limites sont celles du massif expérimental avec ses différentes zones.

Un déplacement imposé appliqué à l'extrémité de la nappe, sert à la résolution, ceci jusqu'à obtention d'un déplacement en tête de nappe de 4 cm.

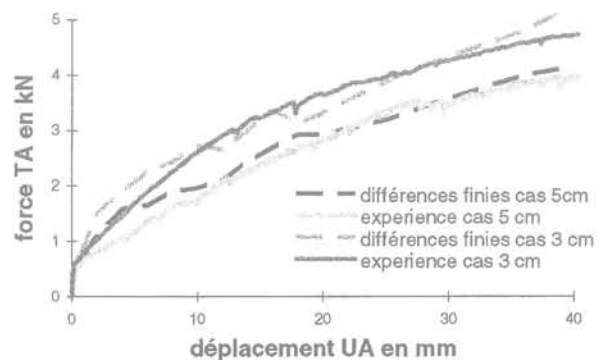


FIG. 39 Comparaison modèle différence finie expériences essais d'extraction.
Comparison of finite difference model and results of pull-out tests.

Cette modélisation reproduit le comportement de la nappe de façon satisfaisante et permet également de visualiser la propagation de la déformation dans la nappe.

La figure 40 présente un exemple de modèle. La discrétisation spatiale du sol comporte 900 éléments rectangulaires, celle du massif consiste en 200 éléments câbles. Le modèle reprend la géométrie exacte du projet avec différentes zones : le terrain naturel ancien, le remblai récent érigé pour créer la plate-forme et le remblai apporté pour constituer le mur.

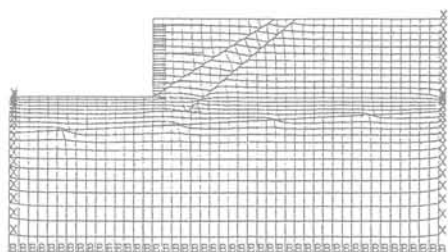


FIG. 40 Géométrie et conditions aux limites du modèle de mur expérimental.
Geometry and boundary limits of experimental trial wall.

Le modèle est bloqué en déplacement en x sur ses faces latérales et en x et y sur la frontière inférieure. Le comportement des matériaux est décrit par les modèles rhéologiques présentés précédemment.

Une modélisation du talus est réalisée avant travaux, à laquelle est appliquée la gravité, afin de créer un champ de contrainte initiale dans les calculs. Ensuite le sol est excavé suivant la forme du terrassement. Puis le mur est construit. La résolution est poursuivie jusqu'à atteinte de la stabilisation des forces non-équilibrées correspondant à la minimisation de l'énergie du système ou jusqu'à obtention de la déformée maximale admissible. L'ouvrage est considéré comme rompu (si rupture il y a) lorsque apparaissent des zones plastiques non contenues par des zones élastiques.

3

Validation des modèles sur ouvrages

La validation des modèles numériques nécessite l'application d'une démarche rigoureuse aboutissant à

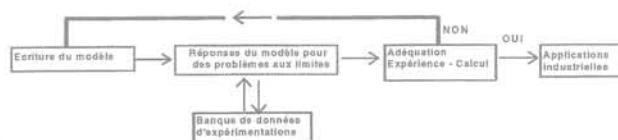


FIG. 41 Démarche de validation.
Validation method.

une méthode aux conclusions objectives, c'est-à-dire indépendantes de l'utilisateur.

La démarche de validation est constituée principalement par l'évaluation des prédictions, par le modèle, d'essais réalisés sur des ouvrages représentatifs bien instrumentés (réels et de laboratoire).

3.1

Présentation des expérimentations

La prédiction de ruptures réelles étant une étape capitale de la qualification des logiciels, des expérimentations ont été réalisées sur un ouvrage réel : un mur sur le site de Charade (Puy-de-Dôme).

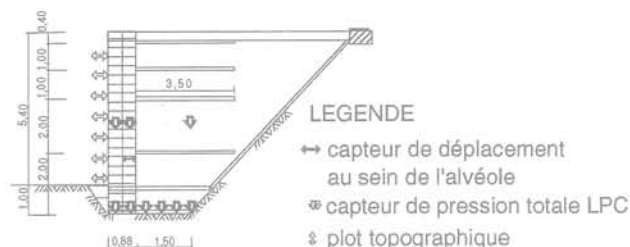


FIG. 42 Coupe du mur testé en grandeur réelle.
Cross section of the real scale trial wall.

Le mur construit est à parement vertical, d'une longueur de 54 m, d'une hauteur de 6,4 m et constitué de deux tronçons (Gentet, 1995). La construction s'est déroulée pendant le mois de septembre 1994. La géométrie du tronçon étudié est représentée figure 42 : il s'agit d'un empiement d'alvéoles d'une largeur égale à deux alvéoles avec des lits d'ancrages.

Les deux tronçons se sont comportés de manière différente : l'un s'est affaissé à la fin de la construction (Fig. 44), l'autre s'est stabilisé de manière satisfaisante. Il n'y a eu aucune rupture des bandes de parement et de rive, l'extensibilité de celles-ci étant trop grande. Le mur s'est déformé d'environ 1 mètre en six heures puis s'est stabilisé. La réserve d'effort mobilisable dans le géotextile a permis d'assurer l'équilibre du massif. A l'autopsie certaines zones de sols étaient au-delà de la limite de liquidité. On peut émettre l'hypothèse que la saturation du réseau de drainage n'a pas permis l'évacuation de l'eau des matériaux de remblai.

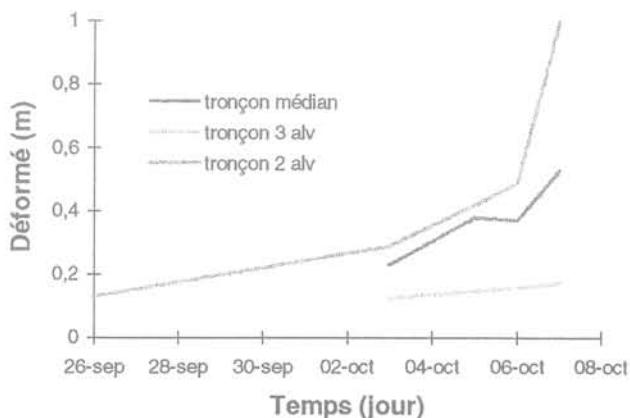


FIG. 43 Évolution des profils.
Evolution of profiles.

La figure 45 présente la variation du profil au cours du temps pour la partie au-dessus de la butée. Le tronçon à deux alvéoles présentait après rupture une déformée maximale de 102 cm dans le tiers inférieur et un affaissement de 70 cm en tête. Le pied du mur est resté

stable n'indiquant pas de glissement. Les déplacements verticaux en tête de mur sont restés faibles dans le tronçon à trois alvéoles (6 cm). Ceux-ci sont sans doute dus essentiellement à l'influence du tronçon voisin qui aurait entraîné le tronçon à trois alvéoles.

Les contraintes verticales étaient mesurées avec des capteurs de pression totale placés à la base du tronçon à deux alvéoles (Fig. 42). L'évolution des contraintes verticales à la base du mur (contrainte supérieure à l'avant de la partie mur par rapport à l'arrière) peut être imputée au basculement (Fig. 44). En effet, les points d'application des forces gravitaires se sont significativement déplacés vers l'avant.

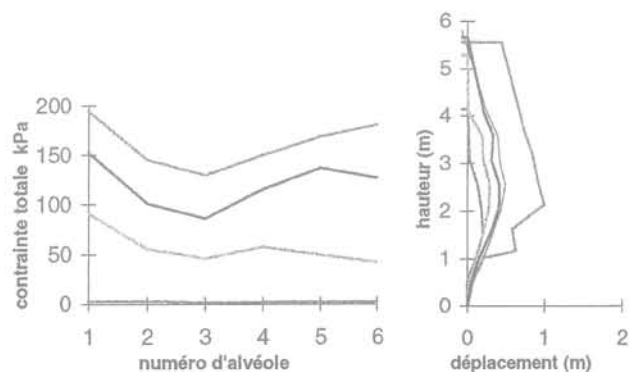


FIG. 44 Évolution des pressions totales et du parement le plus déformé.
Evolution of total stress and of the most deformed profil.

Les phases intermédiaires ont cependant été déterminantes et n'ont pu être maîtrisées dans leur totalité. C'est pourquoi il a été nécessaire de compléter par des essais en laboratoire. Les modèles de laboratoire ont permis de cerner les paramètres dont la connaissance est une condition *sine qua non* pour pouvoir avoir une étude en déformation fiable. Ils ont abouti à l'exploitation d'expériences reproductibles où il a été possible d'obtenir des ruptures par surcharge (Reiffsteck, 1995a).

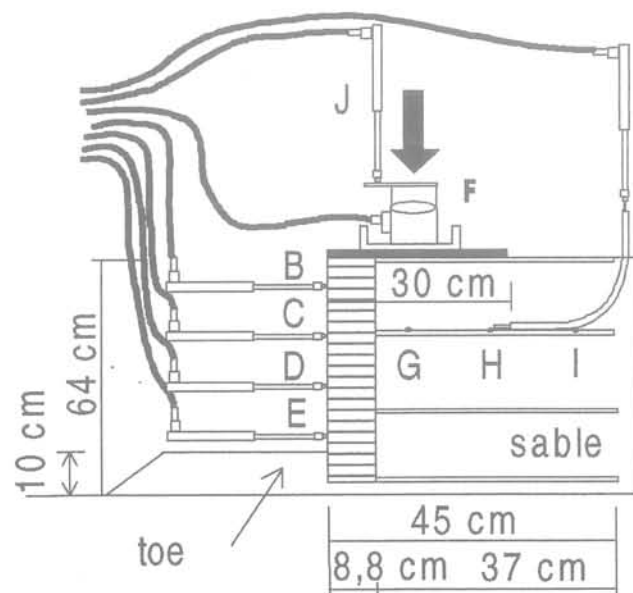


FIG. 45 Coupe du modèle de laboratoire.
Cross section of small scale model.

Ces essais de laboratoire ne sont pas des modèles réduits, c'est-à-dire qu'il n'est pas possible de prévoir le comportement des ouvrages réels à partir de ces essais et des règles de similitudes. Il s'agit de prototypes à part entière où les paramètres sont généralement mieux contrôlés qu'*in situ*. L'effet d'ensemble de la cohésion anisotrope apportée par le confinement ayant déjà été estimé lors d'essais de poussée sur des massifs poids réalisés en laboratoire, le but de ces essais est de comprendre qualitativement le phénomène de rupture lors d'un chargement et de mieux appréhender la mobilisation des ancrages. La géométrie de ces essais est résumée figure 45.

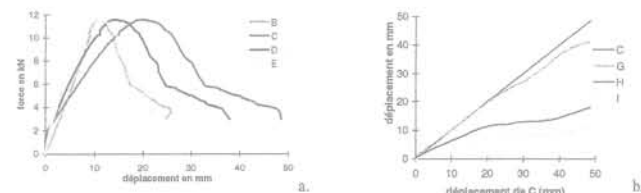


FIG. 46 Déformation du parement et de l'ancrage.
Deformation of front-face and anchorage.

Les courbes précédentes (Fig. 46) permettent de visualiser la mise en tension au sein du massif de l'ancrage. Celle-ci est progressive du fait de l'extensibilité du textile de l'ancrage et sa structure en treillis. Le regroupement des courbes permet de mettre en évidence l'existence du bloc actif et de localiser la zone plastifiée. Au démontage, la présence de rupture de liaisons à proximité de la zone mur a été constatée. Le comportement de l'ancrage est donc en accord avec les résultats obtenus lors des essais d'extraction.

3.2

Validations

Le principal critère d'évaluation des applications, utilisées pour la simulation et de la méthodologie associée, est la comparaison des déplacements et des pressions totales calculées avec les mesures d'auscultations.

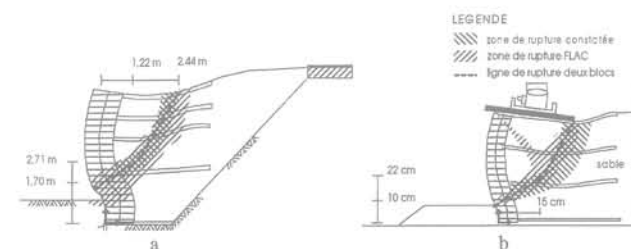


FIG. 47 Comparaison lignes de rupture théorique et expérimentale.
Comparison of theoretical and experimental failure lines.

Les résultats complets des essais sont présentés par Reiffsteck (1995b). La prédiction de la zone de rupture par les deux logiciels est satisfaisante. En effet, le comportement différent des deux tronçons, permet de dire que la méthode de calcul développée à partir de la méthode des blocs a encadré le coefficient de sécurité $F = 1$ pour la variation du paramètre largeur du mur. La

résolution par le logiciel en différences finies poursuivie jusqu'à obtention de la même déformée maximale dans le tiers inférieur du mur permet d'obtenir une géométrie proche de la géométrie réelle (Fig. 47). Il existe une bonne concordance entre les tensions maximales présentes dans les éléments câbles et les ruptures de coutures ainsi qu'une différence inférieure à 20 % entre les pressions totales mesurées et calculées à même niveau de déformation. Les résultats des deux modèles sont très influencés par le paramètre module de l'interface E_{int} (Reiffsteck, 1996a).

4

Conclusion

L'objectif de la réflexion menée ici était le développement d'une méthode de dimensionnement adaptée

au géotextile tridimensionnel alvéolaire et à ses caractéristiques. La démarche présentée dans cet article a consisté à étudier ce massif en sol renforcé de la plus petite échelle à la taille d'un ouvrage complet. Nous avons pu mettre en évidence, à l'aide d'essais locaux, l'effet de confinement et l'anisotropie du comportement, qui caractérisent ce produit, et intégrer ces spécificités au sein de modèles de calcul à la rupture et en déformation. Ces méthodes, validées sur les massifs expérimentaux grandeur nature et en laboratoire, ont montré une prédiction correcte de la déformation sur les ouvrages en service dans différentes configurations. Des perspectives intéressantes existent dans le renforcement de structures routières sur sol mou. L'évolution du procédé avec par exemple l'intégration de géogrilles est en cours. L'amélioration de la méthode de calcul doit être poursuivie avec l'extension aux autres types d'application.

Bibliographie

- Bathurst R.J., Karpurapu R. – Large scale triaxial compression testing of geocell reinforced granular soils. *Geotechnical testing journal, GTJODJ*, vol. 16, n° 3, p. 296-303, 1993.
- Bathurst R.J., Crowe R.E. – Recent case histories of flexible geocell retaining walls in North America. Recent case histories of permanent geosynthetic-reinforced soil retaining walls. Seiken symposium, n° 11, Tokyo, 1992.
- Billaux D., Cundall P. – Simulation des géomatériaux par la méthode des éléments lagrangiens. *Revue Française de Géotechnique*, n° 63, p. 921, 1993.
- Bishop A.W. – The strength of soils as engineering materials. *Geotechnique*, 16, 2, p. 89-130, 1966.
- Bourdeau Y., Ogunro T., Lareal P., Rioudy G. – Use of strain gages to predict soil-geotextile interaction in pull-out test. V International Conference on Geosynthetics, vol. 1, p. 451, 1994.
- Bourdeau Y., Kastner R., Bollo-Kamara N., Balhoul F. – Comportement en ancrage d'un géosynthétique enfoui dans un matériau bidimensionnel. 5^e Colloque franco-polonais de mécanique des sols appliqués, Paris, 1970.
- Boyle S.R., Holtz R.D. – Deformation characteristics of geosynthetic-reinforced soil. V^e Congrès international des géotextiles, vol. 1, p. 361-364, 1994.
- Delmas P., Puig J., Scheaffner M. – Mise en œuvre et parement des massifs de soutènement renforcés par des nappes de géotextiles. *Bulletin de Liaison des LPC*, n° 142, 1986.
- Gentet P., Gourvès R., Pouget P., Reiffsteck P. – Réalisation d'un mur expérimental en géotextile tridimensionnel alvéolaire à Charade (Puy-de-Dôme). II^e Congrès français des géotextiles, vol. 1, 1995.
- Gourc J.-P., Ratel A., Delmas Ph. – Design of fabrics retaining walls : the « displacement method ». 3th International Conference on Geosynthetics, Singapore, vol. 1, p. 361-364, 1994.
- Gourvès R., Reiffsteck P., Vignon J.-F. – Study of confinement effect in geocells. First European Geosynthetics Conference and Exhibition, Maastricht, 1996.
- Gourvès R., Reiffsteck P., Vignon J.-F. – Design of geocells reinforced soil structures through a homogenization method and a finite difference method. Comparison and charts. Earth reinforcement, Kyushu (Japan), 1996.
- Henkel D.J., Gilbert G.C. – The effect of rubber membranes on the measured triaxial compression strength of clay samples. *Geotechnique*, vol. 3, n° 1, p. 20-29, 1952.
- Ingold T.S. – Laboratory pull-out testing of grid reinforcements in sand. *Geotechnical Testing Journal – GTJODJ*, vol. 6, n° 3, p. 101-111, 1983.
- Itasca consulting group – FLAC, Notice d'utilisation clients, version 1993.
- Jewell R.A., Wroth C.P. – Direct shear tests on reinforced sand. *Geotechnique*, vol. 37, n° 1, 1987, p. 53-68.
- Ling H.I., Tatsuoaka F. – Performance of anisotropic geosynthetic-reinforced cohesive soil mass, *Journal of the Geotechnical Engineering Division – ASCE*, vol. 120, n° 7, p. 1166-1184, 1994.
- Mestat Ph. – Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis. Rapport de recherche LPC, GT52, 1993.
- Reiffsteck P. – Consolidation des sols supports de chaussées par un géotextile tridimensionnel. Mémoire de DEA-LERMES UBP, 1992.
- Reiffsteck P. – Essais sur des massifs géotextiles tridimensionnels. *Annales de l'École doctorale SPI UBP*, Clermont-Ferrand, 1995.
- Reiffsteck P., Gourvès R. – Modélisation des massifs tridimensionnels alvéolaires. Rencontres scientifiques, XIII^{es} Journées de l'AUGC, 1995.
- Reiffsteck P. – Expérimentation et modélisation de structures en sol renforcé par un géotextile tridimensionnel alvéolaire. XIV^{es} Journées de l'AUGC, 1996.
- Reiffsteck P. – Étude du comportement mécanique du géotextile tridimensionnel alvéolaire Armater. Étude numérique et expérimentale. Thèse d'Université – LERMES UBP, 1996.

Calcul global en éléments finis d'un portique tridimensionnel fondé sur un massif d'argile

V. NASRI
J.-P. MAGNAN

Laboratoire Central
des Ponts et Chaussées,
58, boulevard Lefebvre,
75732 Paris Cedex 15

Résumé

Cet article présente l'analyse en éléments finis de la consolidation d'un massif d'argile et de son interaction au cours du temps avec un portique tridimensionnel fondé superficiellement sur l'argile. L'évolution en fonction du temps des efforts normaux et des moments fléchissants dans les éléments de la structure (poutres et colonnes) est comparée avec celle de l'analyse indépendante du temps. On observe que, dans certains éléments de la structure, les forces maximales se produisent pendant la consolidation et que le contrôle des efforts finaux obtenus par une analyse conventionnelle indépendante du temps peut être insuffisant.

Interactive finite element analysis of a three-dimensional frame on a clay medium

Abstract

Consolidation analysis using a finite element formulation based on Biot's consolidation theory has been used to study the time-dependent behaviour of a frame structure resting on a soft clay layer. The effect of soil consolidation on the entire interactive behaviour of a frame-soil mass system is considered. Time history of axial forces and bending moments of the structural elements (beams and columns) are compared with those of time-independent analysis. It is shown that, in some elements, the maximum forces in the frame occur during consolidation and that checking the final forces in the frame by time-independent conventional frame analysis may not be sufficient.

Introduction

Le comportement des structures reposant sur des sols déformables est souvent analysé en séparant le calcul des déformations et de la consolidation des sols, d'une part, et le calcul de la structure, d'autre part. Les recherches sont aussi menées en général de façon séparée, avec une série de travaux de développement de la modélisation des sols argileux saturés, dans la ligne des travaux de Terzaghi pour la consolidation unidimensionnelle et de Biot pour le couplage des équations de la mécanique des milieux continus et de l'hydraulique des sols, et une série de travaux sur la modélisation des structures (Magnan, 1987). Le développement de procédures de calcul simultané des déformations des structures et des sols dans le logiciel CÉSAR-LCPC (Humbert, 1989 ; Nasri, 1996) permet d'envisager un développement important des analyses couplées de sols et de structures, en levant certaines limitations des méthodes d'analyse classiques.

Après un rappel de quelques étapes du développement des recherches sur les calculs d'interaction des sols et des structures, l'article présente l'analyse globale des efforts et des déformations dans un portique tridimensionnel fondé superficiellement sur une couche d'argile saturée.

Interaction sol-structure : repères bibliographiques

Depuis une vingtaine d'années, de nombreux travaux ont été effectués pour étudier l'influence de l'interaction sol-structure dans les structures en portiques. Lee et Harrison (1970) ont présenté deux méthodes dans lesquelles la distribution supposée de la pression de contact est modifiée par un processus itératif. Haddadin (1971) a proposé une approche de sous-structuration bidimensionnelle pour l'analyse interactive linéaire des portiques avec les radiers. Lee et Brown (1972) ont effectué deux analyses d'interaction pour une structure de sept étages et trois travées : pour la première, le sol est traité à l'aide du modèle de Winkler ; dans la seconde, il est considéré comme un milieu semi-infini. La solution pour un système portique-radier-sol bidimensionnel, dans lequel le portique et le radier ont été discrétisés en éléments de poutre et le massif de sol en éléments de massif rectangulaires, a été présentée par King et Chandrasekaran (1974). Brown (1986) a examiné l'effet de l'évolution de la construction sur l'interaction du sol et de la structure : il a trouvé que la rigidité effective d'un bâtiment pendant la construction représente environ la moitié de la rigidité de la structure complète.

Des études concernant l'influence de l'interaction entre un portique tridimensionnel, un radier et un massif de sol sur la redistribution des moments fléchissants, des efforts tranchants, des pressions de contact et des tassements différentiels ont été rapportées par plusieurs auteurs. Hain et Lee (1974) ont

analysé des portiques tridimensionnels de (trois par trois) et (six par trois) travées en utilisant l'approche de la sous-structure. King et Chandrasekaran (1977) ont utilisé la méthode des éléments finis pour modéliser un portique tridimensionnel dont le radier repose sur un substratum argileux non-homogène, afin de tenir compte de l'influence de la rigidité de la structure sur la redistribution des efforts et des tassements. Yao (1991) a proposé une formulation en éléments finis tridimensionnels complète pour le système portique-radier-sol. Le demi-espace semi-infini a été discrétisé en utilisant une combinaison d'éléments finis et infinis.

La revue des travaux précédents montre que très peu d'efforts ont été consacrés à modéliser l'effet de la rigidité de la structure sur l'évolution au cours du temps du tassement (la structure était supposée en général parfaitement flexible). Dans la réalité, les structures ont une flexibilité finie, intermédiaire entre une parfaite rigidité et une flexibilité totale, et il serait certainement souhaitable, comme l'a suggéré Habib (1981), de tenir compte de la rigidité relative du sol et de la structure. Il est d'autre part intéressant d'étudier si les valeurs finales des efforts (forces et moments) dans les éléments de la structure, poutres ou colonnes, sont dépassées pendant la consolidation. La modélisation simultanée et complète d'une structure et de son massif d'argile de fondation, décrite dans le présent article, montre que cela se produit effectivement.

Équation de la consolidation en éléments finis

La formulation variationnelle des problèmes de consolidation est obtenue par intégration des équations locales de Biot. La minimisation des deux fonctionnelles relatives aux déformations du squelette du sol et à l'écoulement du fluide interstitiel, après discrétisation sur l'espace idéalisé en éléments finis, permet d'obtenir la formulation matricielle suivante :

$$\begin{aligned} R_G U(t) - C_G H(t) &= F(t) \\ C_G^T \dot{U}(t) + K_G H(t) + E_G \dot{H}(t) &= Q(t) \end{aligned} \quad (1)$$

avec :

- U vecteur des déplacements nodaux,
- H vecteur des charges hydrauliques nodales,
- R_G matrice de rigidité du squelette du sol,
- C_G matrice de couplage,
- K_G matrice de perméabilité,
- E_G matrice de compressibilité du fluide interstitiel,
- F vecteur des forces nodales imposées,
- Q vecteur des débits nodaux imposés.

En utilisant ensuite la méthode de Galerkin, qui établit un schéma semi-implicite basé sur une interpolation linéaire dans le temps, on obtient la relation de récurrence suivante :

$$\begin{bmatrix} R_G & -\alpha C_G \\ -\alpha C_G^T & -\alpha^2 \left(\frac{2}{3} \Delta t K_G + E_G \right) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U(t+\Delta t) \\ H(t+\Delta t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\frac{3}{2} R_G & \frac{3}{2} \alpha C_G \\ 0 & \alpha^2 \Delta t K_G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U(t) \\ H(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{1}{2} F(t) \\ -\frac{\alpha}{3} \Delta t Q(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} F(t+\Delta t) \\ -\frac{2}{3} \alpha \Delta t Q(t+\Delta t) \end{bmatrix} \quad (2)$$

Le facteur d'échelle α est appliqué aux charges hydrauliques pour réduire les difficultés numériques dues au mauvais conditionnement de la matrice du premier membre (ordres de grandeur très différents des modules de R_G et des coefficients de perméabilité de K_G).

4

Modélisation du système portique-sol

4.1

Choix des éléments et du maillage

Pour les calculs bidimensionnels en déformations planes, le sol est représenté par un maillage composé d'éléments finis isoparamétriques de consolidation à huit nœuds. Les parties de la structure (poutres, colonnes et fondation) sont modélisées en utilisant un élément de poutre plan isoparamétrique à trois nœuds. Dans le cas tridimensionnel, le sol est modélisé en utilisant un maillage constitué d'éléments finis isoparamétriques tridimensionnels à vingt nœuds. Dans la formulation de ces éléments composites de consolidation, afin d'avoir le même degré de développement pour la contrainte effective et la pression interstitielle, on utilise des fonctions d'interpolation quadratiques pour les déplacements et linéaires pour la pression interstitielle. Les dalles et les fondations sont discrétisées en utilisant l'élément de coque épaisse isoparamétrique à huit nœuds avec six degrés de liberté par nœud. Cet élément quadrangulaire de type surface moyenne est basé sur les hypothèses cinématiques de Mindlin (toute normale à la surface moyenne reste droite après déformation mais n'est plus forcément normale à la surface moyenne déformée) et prend en compte les effets du cisaillement transversal. Une intégration réduite est utilisée pour le calcul de la matrice de rigidité élémentaire. Cette intégration améliore notablement les performances de cet élément et autorise son utilisation pour le calcul de structures relativement minces (Zienkiewicz, 1991). La modélisation des colonnes et des poutres est effectuée avec des éléments de poutre tridimensionnels isoparamétriques à trois nœuds avec six degrés de liberté par nœud. Cet élément de poutre est une généralisation de l'élément de poutre de Timoshenko (Hinton et Owen, 1977), qui permet de tenir compte de la déformation due au cisaillement transversal.

4.2

Modélisation des conditions d'interface (sol-structure)

Afin de définir complètement le problème d'interaction, il est nécessaire de préciser les conditions relatives au comportement mécanique de l'interface sol-fondation. D'un point de vue théorique, plusieurs hypothèses peuvent être envisagées concernant la condition d'interface entre les fondations et le massif de sol sous-jacent. Elles varient d'une interface parfaitement glissante à une interface totalement adhérente, en passant par le frottement de Coulomb. Le décollement de la fondation et du sol peut être également envisagé. Toutefois, pour

la plupart des fondations de structures, en l'absence de chargements latéraux, les charges permanentes verticales sur la fondation sont suffisantes pour empêcher toute perte de contact entre la semelle et le sol. Une méthode de modélisation de l'interface consiste à utiliser une couche mince d'un milieu continu élasto-plastique dont la loi de comportement est le critère orienté. Il s'agit de donner à une bande fine sous le radier une direction de déformation plastique tangente à la fondation simulant le glissement dû au cisaillement. Ce modèle a été proposé par Cramer *et al.* (1979) pour modéliser une interface entre le sol et le radier ou une discontinuité dans le massif de sol. Il a été introduit dès cette époque dans le programme de calcul par éléments finis du LCPC (Frank *et al.*, 1980). Le coefficient de frottement entre la fondation et le sol peut être choisi, selon Bowles (1988), entre $\tan \phi$ et $2/3 \tan \phi$ (ϕ est l'angle de frottement interne du sol). Pour l'exemple présenté ci-après, le coefficient de frottement entre le sol et le radier a été fixé à $2/3 \tan \phi$, tandis que la cohésion et l'angle de dilataance de l'interface sont supposés nuls. Le module d'Young de l'élément d'interface est pris égal à celui du sol.

4.3

Particularités des éléments de massif

Les éléments de consolidation bi- et tridimensionnels sont respectivement des éléments à trois et quatre degrés de liberté par nœud. Dans les deux cas, le dernier degré de liberté correspond à la charge hydraulique. Comme on l'a dit précédemment, dans les problèmes d'interaction bidimensionnelle plane entre sols et structures, on utilise, pour modéliser la structure, des éléments de poutre à trois nœuds avec trois degrés de liberté par nœud pour représenter les poutres, les colonnes et les fondations. Dans les calculs tridimensionnels, on utilise des éléments de poutre à trois nœuds avec six degrés de liberté par nœud pour représenter les poutres et les colonnes et des éléments de coque à huit nœuds avec six degrés de liberté par nœud pour les dalles et les fondations. Comme on peut le constater par exemple dans le cas bidimensionnel, le troisième degré de liberté correspond à la pression interstitielle pour l'élément de massif et à la rotation pour l'élément de poutre, ce qui pourrait entraîner une confusion de degrés de liberté de nature différente au niveau de l'assemblage des matrices élémentaires. Afin d'empêcher cette confusion, nous avons placé le degré de liberté de la pression interstitielle de l'élément de massif en quatrième position pour le calcul bidimensionnel (décalage d'un degré de liberté) et à la septième place pour l'analyse tridimensionnelle (décalage de trois degrés de liberté). Tous les sous-programmes de dimensionnement et de calcul des matrices de rigidité, de perméabilité et de compressibilité ainsi que les vecteurs de force et de débit ont été adaptés afin de permettre ce décalage de degré de liberté de la pression interstitielle. Les équations ajoutées sont éliminées au niveau du sous-programme de pénalisation avant la résolution du problème. En même temps, il faut effectuer un décalage d'un degré de liberté au niveau de la quatrième position pour l'élément de poutre plan et au niveau de la septième place pour les éléments de poutre tridimensionnelle et les éléments de coque. De plus, comme on peut l'observer dans l'équation matricielle à résoudre [2], le vecteur des forces nodales du

pas de temps précédent intervient dans le second membre. Il faut donc calculer ce vecteur pour les éléments de poutre et de coque à chaque pas de temps.

4.4

Incrémentation automatique du temps

La consolidation est un processus typique de diffusion. Initialement, les variables évoluent rapidement en fonction du temps, puis les variations de la contrainte et de la pression interstitielle deviennent plus lentes. Par conséquent, un schéma d'incrément automatique du temps est utile pour toutes les applications pratiques, puisque la durée d'étude du phénomène est en général beaucoup plus grande que les incréments de temps qui doivent être utilisés pour obtenir des solutions raisonnables pendant le début de la consolidation. Un algorithme de gestion de l'incrément automatique du temps a été utilisé. Avec cette méthode, le début de la consolidation peut être décrit avec précision et les étapes ultérieures sont analysées avec des pas de temps beaucoup plus grands, permettant une résolution convenable du problème.

5

Exemple : analyse d'un portique tridimensionnel sur sol argileux en considérant l'effet de la consolidation

L'exemple développé dans cet article concerne l'influence de la consolidation du sol support sur le comportement d'un portique tridimensionnel. La structure étudiée est composée d'un portique tridimensionnel à un étage, de deux travées dans les sens longitudinal et transversal, de fondations sur semelles isolées (Fig. 1). Le massif de sol est stratifié avec un substratum rigide et imperméable, une couche d'argile molle de 8 m d'épaisseur et une couche de sable dense à la surface (Fig. 2). Les fondations reposent sur la couche d'argile. La discrétisation multi-éléments du système portique-sol est représentée sur la figure 3. En raison de la symétrie, seul un quart du problème est modélisé et les degrés de liberté des déplacements normaux dans les plans de symétrie ainsi que les degrés de liberté adéquats des rotations des poutres dans ces

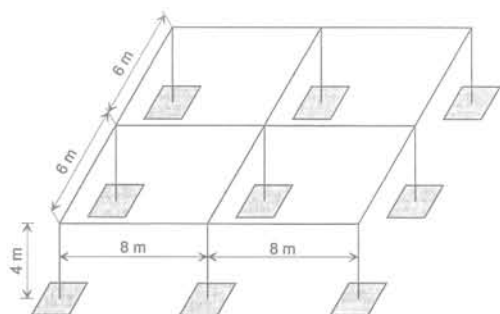


FIG. 1

Schéma du portique tridimensionnel et de ses fondations superficielles.

Sketch of the space frame and its spread footings.

plans sont bloqués. Le drainage se fait en surface mais on suppose que les fondations sont imperméables. Le tableau I donne les détails géométriques, les propriétés des matériaux ainsi que le mode de chargement.

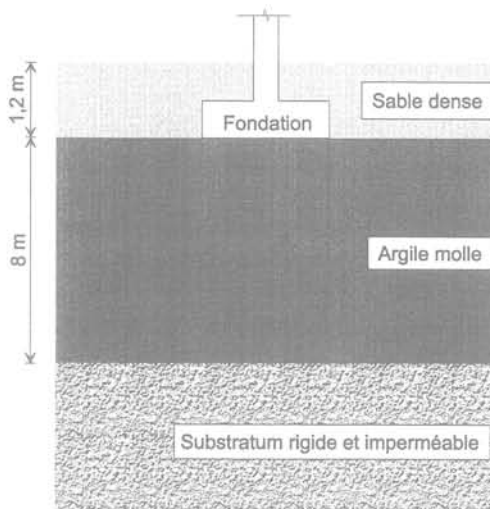


FIG. 2

Profil du sol.
Soil profile.

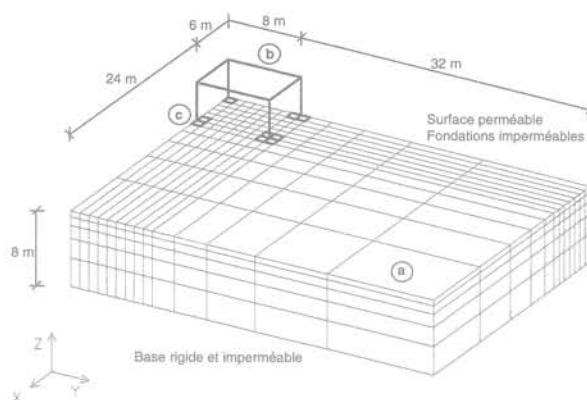


FIG. 3

Discrétisation multi-élément du système sol-structure.

Multi-element discretisation of soil-structure system.

On admet, dans cet exemple, que le chargement est appliqué instantanément. Par conséquent, le problème est traité en deux phases. La première phase est une analyse non drainée d'un seul incrément avec un pas de temps arbitraire, qui établit la solution initiale. Dans la seconde phase, la véritable consolidation est calculée en utilisant l'incrément automatique du temps. Un point important dans un tel problème de consolidation est le choix du pas de temps initial. Comme les équations sont paraboliques, la solution initiale (immédiatement après le changement instantané) est une solution d'« effet de

TABEAU I Détails géométriques et propriétés des matériaux du système portique-sol.

Portique		Sol		Chargement	
Section des poutres (m x m)	(0,4 x 0,8)	Module d'Young (kPa)	15 000	Poutres dans la direction X (kN/m)	80
Section des colonnes (m x m)	(0,4 x 0,4)	Coefficient de Poisson	0,3	Poutres dans la direction Y (kN/m)	60
Section des fondations (m x m x m)	(2 x 2 x 0,6)	Coefficient de perméabilité (m/s)	10^{-10}		
Module d'Young (kPa)	$2,10^7$	Compressibilité du fluide (kPa^{-1})	10^{-5}		
Coefficient de Poisson	0,2	Porosité	0,5		
		Angle de frottement interne (degrés)	20		

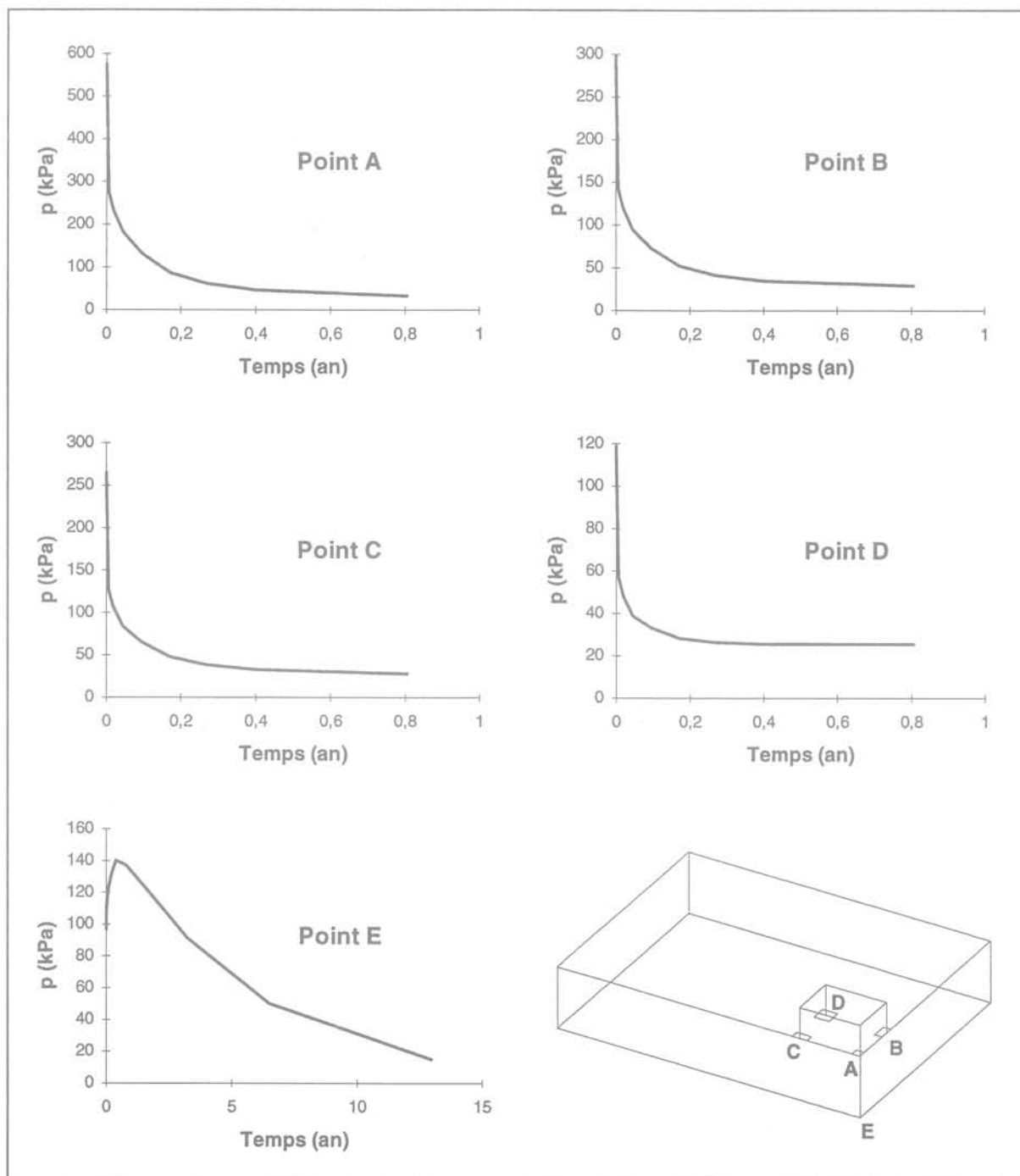


FIG. 4 Variation au cours du temps des surpressions interstitielles sous le centre des fondations.
Excess pore water pressure variation with time beneath the centre of the footings.

peau local ». Si l'on choisit un maillage d'éléments finis de taille raisonnable pour modéliser la solution lorsque les variations de la pression interstitielle se sont propagées dans les pores du massif de sol, cette solution initiale sera modélisée de façon médiocre. Avec des pas de temps plus petits, la difficulté s'accroît. En effet, dans tous les problèmes transitoires, la taille de l'élément et le pas de temps sont liés, à tel point que les pas de temps inférieurs à une certaine valeur ne donnent pas d'informations utiles

(Nasri et Magnan, 1997). Le couplage des discrétisations spatiale et temporelle est toujours plus visible au début des problèmes de diffusion, immédiatement après les changements imposés aux valeurs aux limites. Afin de calculer le premier pas de temps, on a utilisé la formule $\Delta t_0 \geq \gamma_w (\Delta h)^2 / 6Ek$ donnée par Vermeer et Verruijt (1981), dans laquelle γ_w est le poids volumique de l'eau, Δh la plus petite taille d'élément sur la surface drainée, E le module d'Young du sol et k le coefficient de perméabilité du sol.

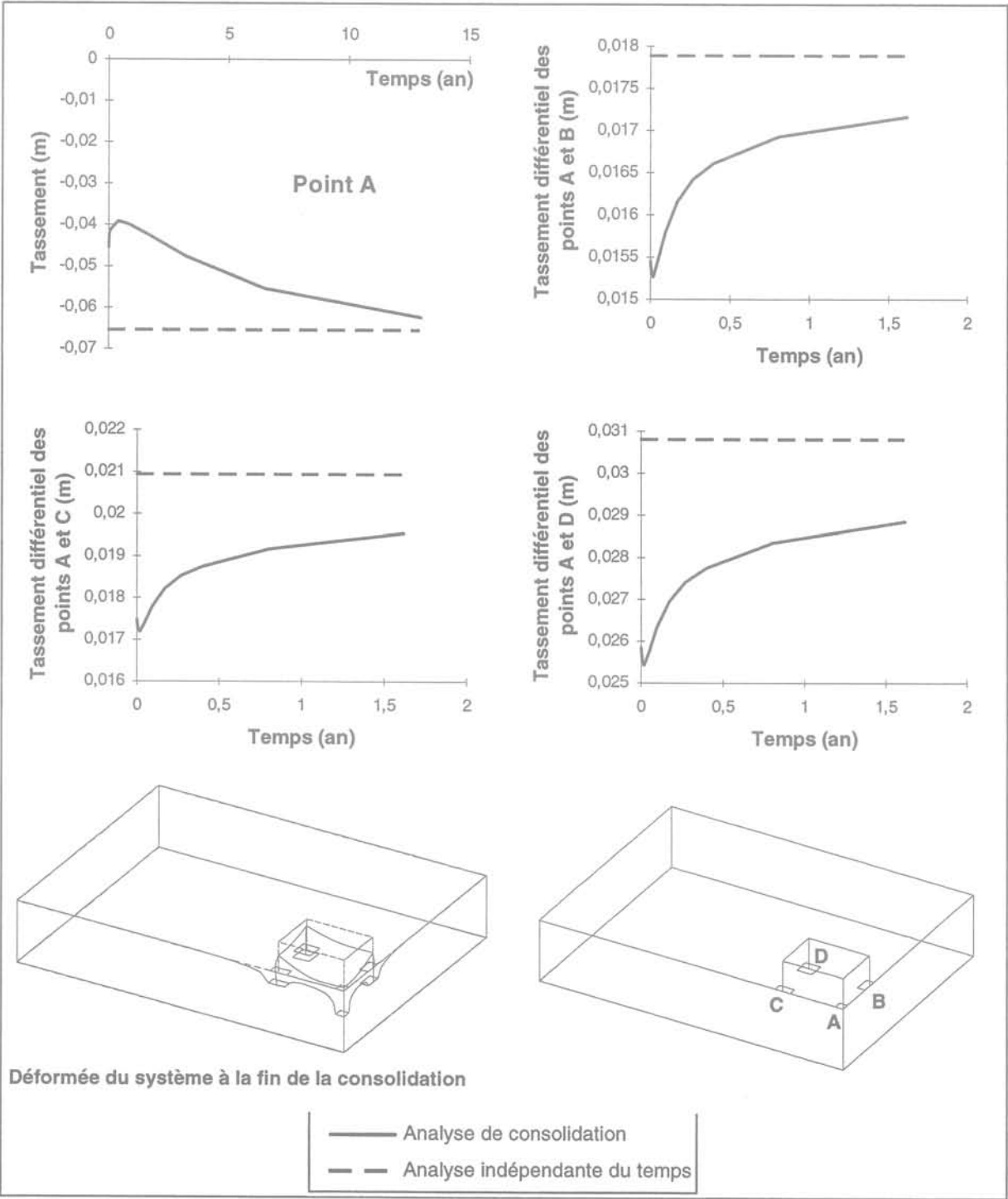


FIG. 5 Variations en fonction du temps du tassement du milieu de la fondation centrale et des tassements différentiels entre la fondation centrale et les fondations extérieures.
Variation with time of settlement of the center footing and of the differential settlement between the center footing and the exterior footings.

Analyse des résultats et interprétation

La variation au cours du temps des surpressions interstitielles sous le centre des fondations ainsi que sur l'axe vertical central du portique à la limite du substratum imperméable (point E) est présentée sur la figure 4. Comme on peut l'observer, la surpression interstitielle au point E augmente d'environ 45 % au début de la consolidation avant de diminuer.

La figure 5 montre les variations en fonction du temps du tassement au milieu de la fondation centrale et des tassements différentiels entre la fondation centrale et les fondations extérieures. On peut constater qu'aux temps intermédiaires les tassements différentiels sont inférieurs à leurs valeurs initiales. Cela est dû

au fait que les surpressions interstitielles engendrées sous les fondations extérieures baissent plus rapidement au début de la consolidation, provoquant un tassement plus rapide sous les fondations extérieures que sous la fondation centrale.

La variation en fonction du temps des efforts normaux dans les colonnes au niveau de la fondation pour les différents types d'analyses est représentée sur la figure 6. Cette figure montre que, pendant la consolidation, les valeurs de l'effort normal dans la colonne centrale (colonne C1) et les colonnes situées sur les axes X et Y (colonnes C2 et C3) dépassent respectivement d'environ 5,4 %, 1,3 % et 1,7 % leurs valeurs finales. Cela provient de la redistribution de la pression de contact dans le massif de sol sous les fondations. L'augmentation de la pression de contact au-dessous de ces colonnes indique que le chargement est trans-

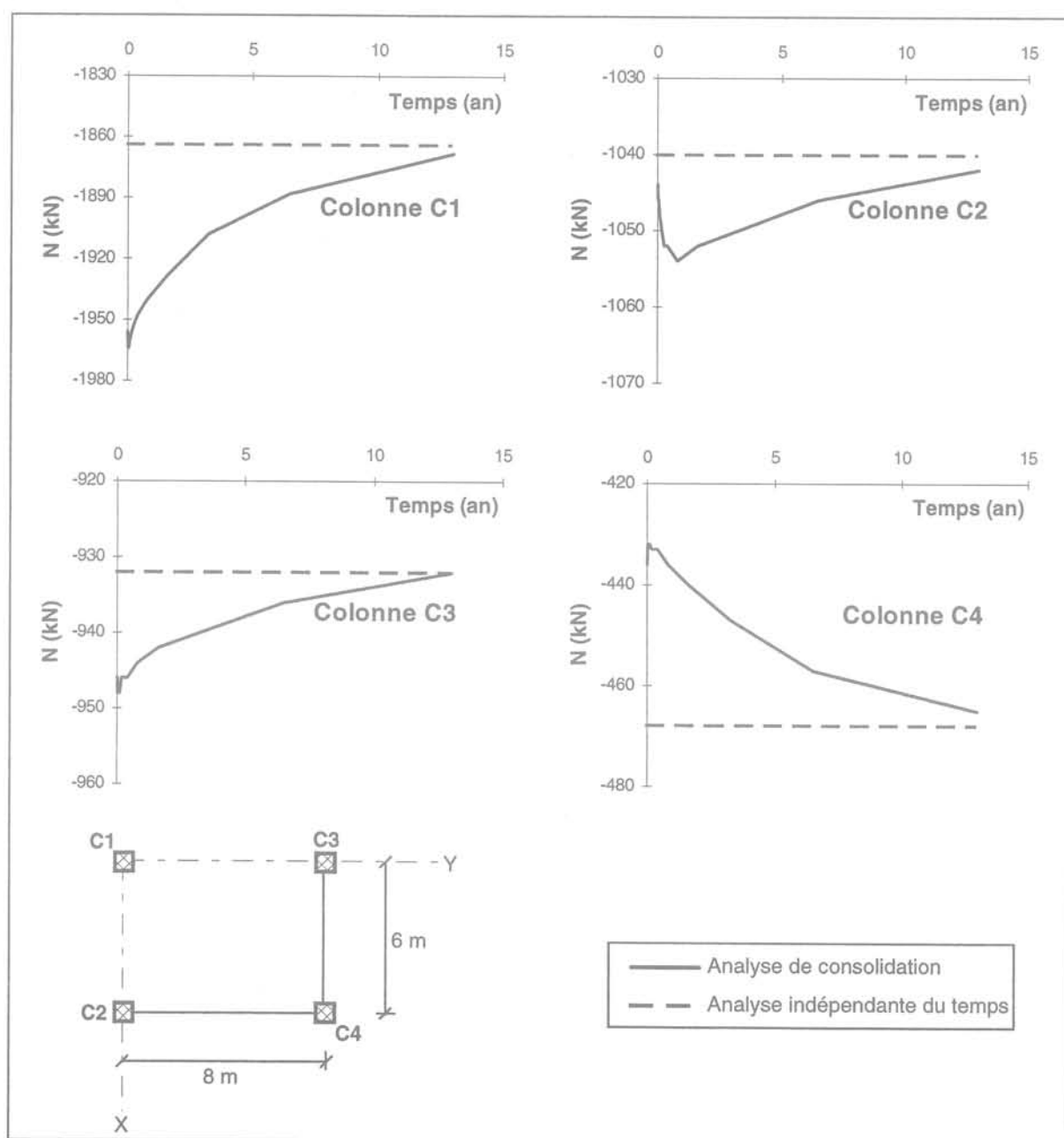


FIG. 6 Variations en fonction du temps des efforts normaux dans les colonnes.
Axial force in columns against time.

fééré vers les colonnes intérieures alors que la colonne extérieure est déchargée à cause de la consolidation du sol.

L'évolution au cours du temps des moments fléchissants au centre et aux deux extrémités des poutres intérieures (poutres B1 et B2) est représentée sur la figure 7 et celle des poutres extérieures (poutres B3 et B4) sur la figure 8. Comme on peut le constater, à cause de la consolidation du sol, les moments fléchissants négatifs

dans les poutres intérieures B1 et B2 à la jonction avec la colonne centrale (point a) sont augmentés respectivement d'à peu près 22 % et 442 % par rapport à l'analyse indépendante du temps. Cela peut s'expliquer à l'aide des courbes de variation des tassements différentiels entre les colonnes des deux extrémités de ces poutres. Au début de la consolidation, le tassement des fondations sous les colonnes extérieures (colonnes C2 et C3) augmente plus rapidement que celui de la fon-

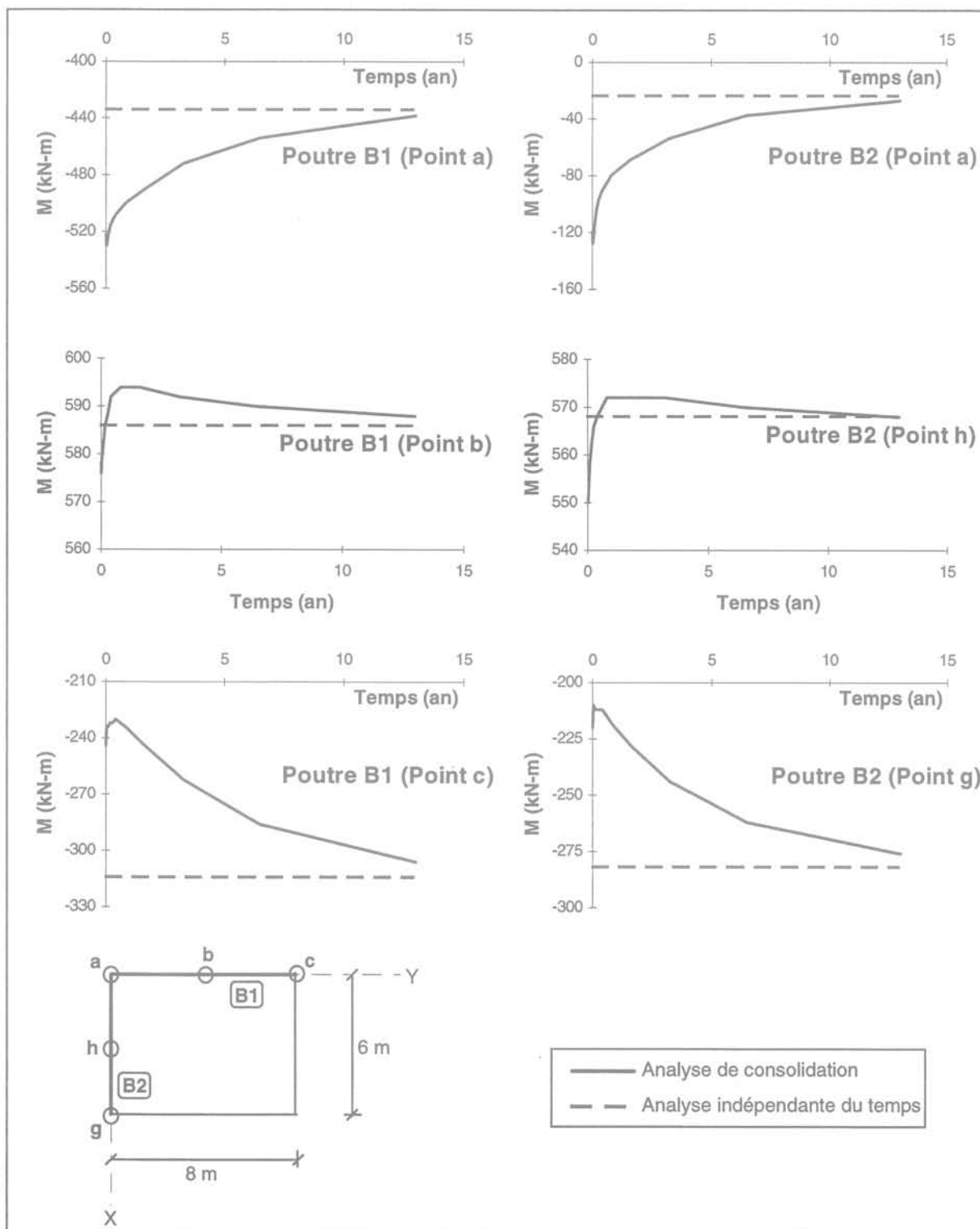


FIG. 7 Variations en fonction du temps des moments fléchissants dans les poutres intérieures.
Time variation of bending moment in interior beams.

dation centrale, ce qui provoque une augmentation de la rigidité globale du système dans la zone centrale et, par conséquent, un transfert du moment vers le point a. Sur la figure 8 on peut observer le même phénomène en ce qui concerne les poutres extérieures B3 et B4, c'est-à-dire un transfert du moment vers les jonctions avec les colonnes C2 et C3 (points g et c) et donc une augmentation des moments négatifs dans les poutres B3 et B4 d'environ 34 % et 297 % respectivement pendant la consolidation.

Conclusion

Dans cet article, nous avons étudié le comportement en fonction du temps d'un portique tridimensionnel fondé sur une couche d'argile saturée.

Les résultats indiquent que les tassements différentiels entre la fondation centrale et les fondations exté-

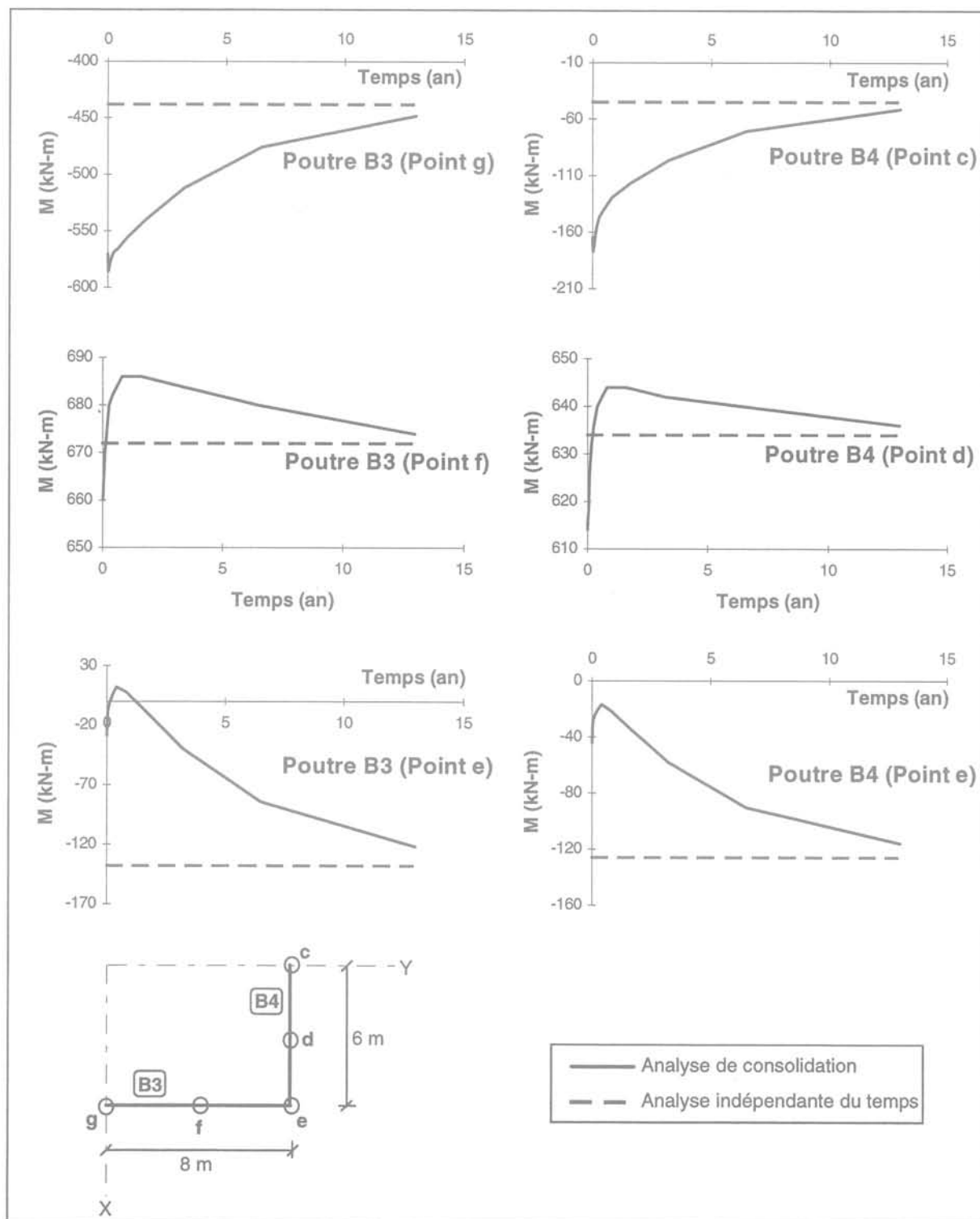


FIG. 8 Variation en fonction du temps des moments fléchissants dans les poutres extérieures.
Time variation of bending moment in exterior beams.

rieures sont maximaux une fois la consolidation achevée et qu'ils ne prennent pas de valeurs plus grandes pendant la consolidation. En fait, les résultats montrent que les tassements différentiels entre la fondation centrale et les fondations extérieures diminuent avant d'augmenter jusqu'à leurs valeurs finales.

Le calcul effectué montre d'autre part que les valeurs de l'effort normal et du moment fléchissant dans les éléments du portique, qui sont obtenues

par une analyse de consolidation, peuvent être plus grandes que celles de l'analyse indépendante du temps. Cela est dû à la redistribution de la pression de contact dans le sol sous les fondations. Il est par conséquent suggéré, quand l'importance de la structure le justifie, de prendre en compte l'effet de la consolidation du massif de sol dans l'étude de l'interaction entre la structure et son sol de fondation.

Bibliographie

- Bowles J. E. – *Foundation analysis and design*. McGraw-Hill Book Company, New York, 1988.
- Brown P.T. – Load sequence and structure-foundation interaction. *Journal of the structural division*, ASCE, vol. 112, p. 481-488, 1986.
- Cramer H., Wunderlich W., Kutter H.K., Rahn W. – Finite element analysis of stress distribution, induced fracture and post-failure behaviour along a shear zone in rock. Proc. of the 3rd international conference on numerical methods in geomechanics, Aachen, p. 505-513, 1979.
- Frank R., Guénou A., Humbert P. – Étude par éléments finis de quelques critères de plasticité orientés. Proc. 2nd International Congress Numerical Methods in Engineering (GAMNI2), Dunod, Paris, vol. 2, p. 765-775, 1980.
- Habib P. – Interaction sol-structure : introduction. Comptes rendus, 10^e Congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondations, Stockholm, vol. 4, p. 695-696, 1981.
- Haddadin M.J. – Mats and combined footing analysis by finite element method. *Journal of the American Concrete Institute*, vol. 68, p. 945-949, 1971.
- Hain S.J., Lee I.K. – Rational analysis of raft foundation. *Journal of the geotechnical engineering division*, ASCE, vol. 100, p. 843-860, 1974.
- Hinton E., Owen D.R.J. – *Finite element programming*. Academic Press, London, 1977.
- Humbert P. – CESAR-LCPC : un code général de calcul par éléments finis. *Bulletin de liaison des LPC*, n° 160, p. 112-114, 1989.
- King G.J.W., Chandrasekaran V.S. – Interactive analysis of rafted multistoreyed space frame resting on an inhomogeneous clay stratum. Proc. of the international conference on FEM in Engineering, University of New South Wales, p. 493-509, 1974.
- King G.J.W., Chandrasekaran V.S. – Interactive analysis using a simplified soil model. Proc. of the international symposium on Soil-Structure Interaction, Roorkee, vol. I, p. 93-100, 1977.
- Lee I.K., Brown P.T. – Structure foundation interaction analysis. *Journal of the structural division*, ASCE, vol. 98 (ST11), p. 1413-1431, 1972.
- Lee I.K., Harrison H.B. – Structure foundation interaction theory. *Journal of the structural division*, ASCE, vol. 96 (ST2), p. 177-198, 1970.
- Magnan J.P. – Interaction sols-structures : remblais et fondations superficielles. Rapport général. Colloque international « Interactions sols-structures », Paris, Presses des Ponts et Chaussées, 1987.
- Nasri V. – Analyse de l'interaction sol-structure en tenant compte de la consolidation du sol. Thèse de doctorat, École Centrale de Paris, Chatenay-Malabry, 185 p., 1996.
- Nasri V., Magnan J.P. – Comportement numérique des éléments finis dans l'analyse des problèmes de consolidation des sols. *Bulletin des LPC*, n° 210, 1997, p. 41-53.
- Vermeer P.A., Verruijt A. – An accuracy condition for consolidation by finite elements. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 5, p. 1-14, 1981.
- Yao Z.E. – Simplified interactive analysis of rafted space frames founded on inhomogeneous soil media. *Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Beer, Booker, Carter (eds), Rotterdam, Balkema, 1991.
- Zienkiewicz O.C. – *The finite element method in engineering and science*. McGraw-Hill Book Company, New York, 1991.

Étude expérimentale de l'effet de la proximité d'un talus sur les courbes de réaction P-Y des pieux chargés latéralement

**S. MEZAZIGH
D. LEVACHER**

Université du Havre,
Laboratoire de Mécanique,
Groupe de Recherche
en Génie Civil,
quai Frissard, BP 265,
76055 Le Havre Cedex

J. GARNIER

Laboratoire Central
des Ponts et Chaussées
de Nantes, BP 19,
44340 Bouguenais

Résumé

Un important programme de recherches a été engagé visant à améliorer le dimensionnement des pieux sous sollicitations latérales. L'objectif principal concerne la détermination des courbes de réaction P-Y qui interviennent dans les méthodes actuelles. L'article présente l'étude du cas mal connu mais fréquent d'un pieu implanté à proximité d'un talus. L'approche expérimentale sur modèles réduits centrifugés est décrite ainsi que la méthode permettant la détermination des pressions exercées par le sol le long du pieu. L'effet du talus sur les déplacements du pieu et sur les moments de flexion est examiné. Les courbes de réaction sont aussi obtenues, pour différentes distances à la crête et plusieurs pentes du talus. Les coefficients à appliquer aux courbes de réaction d'un massif horizontal pour tenir compte de la proximité d'une pente sont enfin déduits de ces essais.

Experimental study of the slope effect on the P-Y reaction curves of laterally loaded piles

Abstract

An extensive program of centrifuge tests was undertaken to study the effect of slope on P-Y curves in sand. The paper concerns the method developed in a previous series of centrifuge tests to experimentally determine P-Y curves. Bending moment curves are fitted by local quintic spline functions through a crossed validation method and then twice differentiated. These experimental P-Y curves are validated by back analysis. The program of tests on piles near slopes is given. It includes studies of the effect of distance to the slope, slope angle, soil properties. Sample preparation method, model piles, and the lateral loading device are described. Deflection-vs-load curves, bending moment curves and derived P-Y curves for piles close to slopes are compared with horizontal soil response. The coefficients that can apply to P-Y reaction curves of the reference piles (single pile in horizontal ground) are proposed for being used in practice.

NOTATIONS

B	: diamètre du pieu (m).
$E_p I_p$	: rigidité à la flexion du pieu (MN.m ²).
e	: cote de l'effort en tête (m).
FH	: effort horizontal en tête du pieu (kN).
g	: accélération de la gravité terrestre (m.s ⁻²).
I_D	: indice de densité (%).
K	: coefficient de réaction du sol (kN/m).
L	: fiche du pieu dans le sol (m).
M	: moment de flexion à une profondeur donnée (kN.m).
M_{max}	: moment maximal (kN.m).
m	: coefficient de proportionnalité.
n	: exposant des courbes P-Y en repère log-log.
P	: réaction latérale du sol à une profondeur donnée (kN/m).
Ref.	: essai de référence sur sol horizontal.
t	: distance du pieu à la crête du talus (m).
t_{lim}	: distance limite de la crête du talus (m).
T	: effort tranchant à une profondeur fixée (kN).
Y	: déplacement latéral du pieu à une profondeur donnée (mm).
Y_{ref}	: déplacement en tête du pieu référence (mm).
z	: profondeur à partir de la surface du sol (m).
γ_d	: poids volumique sec du sable (kN/m ³).
β	: angle du talus (rd).
η	: coefficient de proportionnalité.

1

Introduction

Les méthodes utilisant le module de réaction se sont imposées pour le calcul de pieux sollicités latéralement, car elles permettent de prévoir les efforts dans les pieux mais aussi leurs déplacements. Elles nécessitent, en revanche, une détermination préalable des courbes de réaction P-Y qui lient, dans chaque couche de sol, le déplacement horizontal du pieu (Y), à la pression de réaction exercée par le sol (P).

Différentes méthodes, basées sur les résultats d'essais de pénétromètre ou du pressiomètre, permettent de construire les courbes P-Y pour un pieu isolé installé dans un massif à surface horizontale et soumis à un chargement statique.

Les problèmes surviennent, par contre, dès que l'on s'écarte de cette situation idéale, ce qui est le plus souvent le cas dans la pratique, et de nouvelles recherches apparaissent donc nécessaires.

Une étude a ainsi été entreprise au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) pour déterminer l'influence de la proximité d'un talus et de la disposition de pieux en groupe, sur les courbes P-Y. Son objectif final est de fournir aux praticiens des coefficients à appliquer alors aux courbes de réaction du pieu isolé sur sol horizontal. L'article présente la méthode utilisée pour la réalisation et l'interprétation

des essais sur modèles centrifugés, ainsi que les principaux résultats obtenus lors de l'étude de l'effet de la proximité de talus.

2

Méthode utilisée

Le problème est tridimensionnel et l'interaction sol-pieu est trop complexe, pour que cette étude puisse être conduite par des méthodes théoriques ou numériques. Compte tenu du nombre d'essais nécessaires, elle ne peut pas, non plus, être réalisée à l'aide d'essais sur des pieux réels.

Les modèles réduits centrifugés constituent une nouvelle voie rendant désormais possible l'étude de ce type de problème, comme l'ont montré les travaux de Bouafia (1990) et de Terashi *et al.* (1991). Les essais antérieurs réalisés au LCPC ont démontré qu'en instrumentant les pieux de jauges de déformation, pour mesurer les moments de flexion, il était possible de déterminer expérimentalement les courbes P-Y (Bouafia, 1990). La principale difficulté de la méthode réside dans le lissage puis la double dérivation de la courbe des moments. Un logiciel de lissage utilisant des fonctions splines ou des polynômes avait été développé, et l'étude a montré que les fonctions splines quintiques conduisaient aux meilleurs résultats.

Contrairement à ce qui est parfois effectué, il est capital de ne pas introduire de conditions ou d'hypothèses supplémentaires, lors de ces opérations de lissage et de dérivation (pression nulle à la surface du sol ou en pied, par exemple). Ces conditions très fortes et très restrictives ont, en effet, une influence déterminante sur la forme des courbes de réaction obtenues. Elles représentent alors plus l'idée que le chercheur se fait *a priori* de la relation P-Y que la relation physique réelle.

Dans le logiciel SLIVALICS (Deny, 1985), développé au LCPC, le lissage des points expérimentaux est réalisé par des fonctions splines quintiques s'appuyant sur 6 points de mesure successifs et dans lesquelles est introduit un paramètre d'ajustement δ_0 . Suivant la valeur donnée à ce paramètre, les courbes peuvent être très fidèles (elles passent alors au plus près des points expérimentaux mais peuvent présenter de légères ondulations liées aux imprécisions des mesures extensométriques) ou au contraire être plus lisses en s'écartant alors parfois légèrement des valeurs expérimentales.

Pour les essais décrits ci-après, le critère utilisé pour déterminer le paramètre d'ajustement δ_0 consiste à vérifier, par approximations successives, l'équilibre statique du pieu. Pour cela, l'effort tranchant obtenu par la première dérivation des courbes des moments fléchissants déterminées par ce lissage est comparée à l'effort exercé en tête du pieu mesuré par un capteur de force.

$$\begin{aligned} FH + \int_0^L P.B(z).dz + T(L) &\approx 0 & \text{à } 5 \% \text{ près} \\ FH.e + \int_0^L P.B(z).z.dz + T(L).L &\approx 0 & \text{à } 5 \% \text{ près} \end{aligned} \quad (1)$$

Le paramètre d'ajustement retenu est celui qui permet d'obtenir une différence inférieure à 5 %. Aucune hypothèse supplémentaire n'est donc imposée lors de la détermination de la courbe des pressions.

L'étude précédente (Bouafia, 1990), réalisée sur des pieux instrumentés de 12 paires de jauges, a aussi montré que le nombre de points de mesure devait être augmenté pour garantir une précision suffisante sur les courbes de pression obtenues, en particulier en tête et en pied du pieu.

3

Programme d'essais

L'objectif étant l'étude de l'effet d'un talus sur les courbes P-Y, nous avons décidé de tester des pieux assez flexibles mis en place à proximité de talus de très grande longueur comparativement à la fiche du pieu. Ce choix permet de réduire le nombre de paramètres, en éliminant en particulier la hauteur du talus. Deux pentes de talus ont été étudiées (2/1 et 3/2) et le programme a comporté 59 essais de chargement répartis sur 7 conteneurs.

3.1

Massif de sol

Le matériau utilisé est un sable de Fontainebleau blanc fin, dont les caractéristiques ont été présentées par J. Garnier (1994). Le sable est mis en place dans les conteneurs d'essai (1 200 mm x 800 mm), par pluviation à l'aide de la trémie automatique du LCPC. Deux densités différentes ont été étudiées (16,1 kN/m³ et 15,5 kN/m³) soit des indices de densité de 0,81 et 0,63. Cette trémie garantit une très bonne homogénéité des massifs, avec des écarts sur les densités inférieurs à 1 % (Garnier, 1994 ; Mezazigh, 1995).

3.2

Pieu et procédure de chargement

Le pieu modèle est un tube d'aluminium AU4G, de diamètre extérieur de 18 mm, d'épaisseur 1,5 mm et de longueur totale de 380 mm, avec une fiche dans le sol de 300 mm. L'accélération centrifuge de 40 g permet donc de simuler un prototype de 720 mm de diamètre et 12 m de fiche (EI = 514 MN.m²). Il est équipé de 20 paires de jauges, espacées de 15 mm. Deux capteurs de déplacement DP1, DP2, situés respectivement aux cotes 65 mm, 20 mm par rapport à la surface du sol, et un capteur de force permettent la détermination des conditions en tête.

Le pieu est mis en place dans le massif de sable par battage. La masse utilisée pour le battage pèse 615 g et sa hauteur de chute est de 470 mm. Le nombre de coups nécessaire à la pénétration totale varie suivant la densité du sable (environ 80 coups pour une densité de 16 kN/m³ et seulement 50 coups pour une densité du sable de 15 kN/m³). Deux ou trois essais de chargement latéral de pieux implantés dans un massif à surface horizontale sont d'abord réalisés, avant d'excaver la pente. Il est en effet très important de déterminer avec précision la réponse d'un pieu sur sol horizontal, et en particulier les courbes P-Y correspondantes, puisque ces résultats constituent la référence lors de l'étude de l'effet de la proximité d'un talus.

Après ces essais, le talus est terrassé et 4 à 6 essais sont effectués sur des pieux implantés à différentes distances relatives t/B de la crête de talus (Fig. 1). Le char-

gement horizontal du pieu est réalisé par un dispositif développé au LCPC (Garnier, 1994). L'effort de traction est transmis au pieu, à la cote 40 mm, par l'intermédiaire d'un câble métallique et le dispositif permet d'effectuer des chargements par paliers, comme le montre l'exemple de la figure 2.

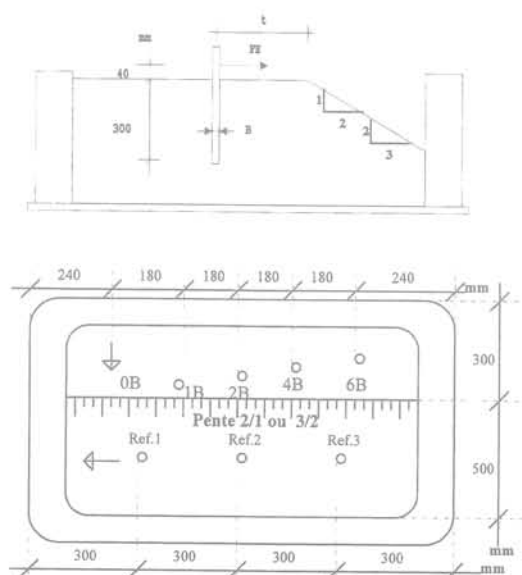


FIG. 1 Notations et positions des pieux dans le conteneur.

Notation and location of piles in container.

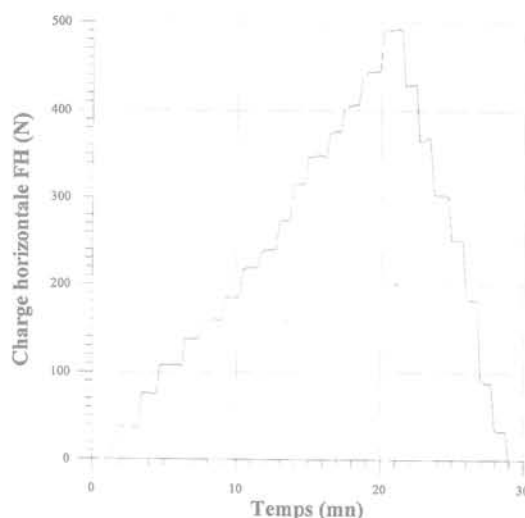


FIG. 2 Modes de chargement. Loading curve.

4

Résultats

Le programme comporte 59 essais de chargement de pieux, implantés dans des massifs horizontaux (essais de référence) ou à des distances à la pente t comprises entre 0 et 12 fois le diamètre du pieu (t/B = 0 à 12), et ceci pour les deux angles du talus de 1/2 et 3/2 étudiés.

Courbes de chargement

Un chargement latéral est d'abord opéré sur des pieux isolés de référence, installés dans le massif horizontal. La figure 3 montre un exemple des courbes de chargement de ces pieux de référence. Ces courbes attestent la très bonne répétitivité des essais et l'homogénéité du massif reconstitué par pluviation.

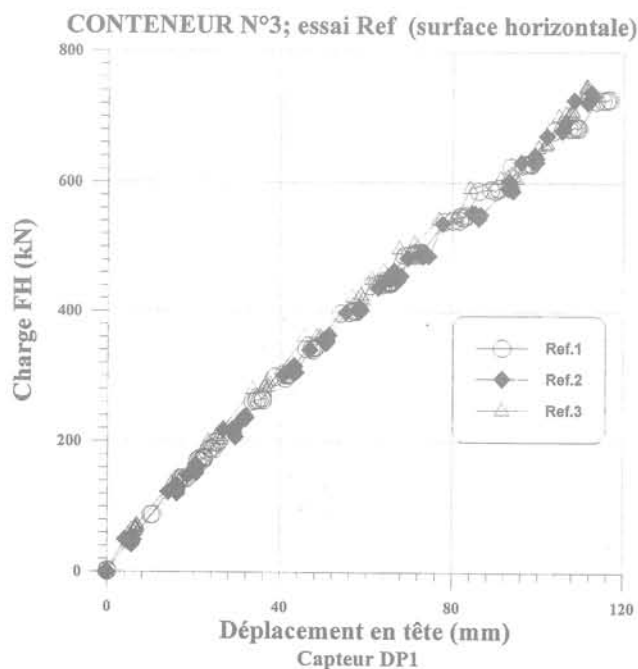


FIG. 3 Déplacement horizontal en tête des pieux de référence (surface horizontale).
Horizontal displacements of reference piles head (horizontal ground).

L'effet de la présence d'un talus sur les déplacements en tête est illustré par la figure 4 où sont présentées les courbes de chargement obtenues près d'un talus dressé à 2/1 dans un sable dense (conteneur 3). La distribution des courbes obtenues sur des pieux à différents t/B est logique. Pour un effort donné, le déplacement en tête le plus fort est enregistré sur le pieu en crête du talus ($t/B = 0$). Lorsque t croît, le déplacement diminue jusqu'à des valeurs d'environ 6 (pour un talus à 2/1) et 10 (pour une pente de talus de 3/2). Pour des pieux situés à de plus grandes distances du talus, les déplacements n'évoluent plus, et les courbes de chargement se superposent à peu près à celles des pieux de références obtenues en massif horizontal.

Dans le cas des pieux installés près d'un talus dressé à 2/1 ($\beta = 26,6^\circ$), pour les pieux en crête de talus ($t/B = 0$), les déplacements sont multipliés par un facteur d'environ 1,7 par rapport au pieu de référence.

Dans le cas d'un talus dressé à 2/3 ($\beta = 33,7^\circ$) et pour $t/B = 0$, un facteur multiplicateur des déplacements d'environ 2,4 est nécessaire pour retrouver ceux des pieux de référence. On a pu également noter que la densité du massif n'a aucun effet sur la distance limite de l'influence du talus sur les déplacements en tête. Seul l'angle du talus a un effet important sur cette distance limite.

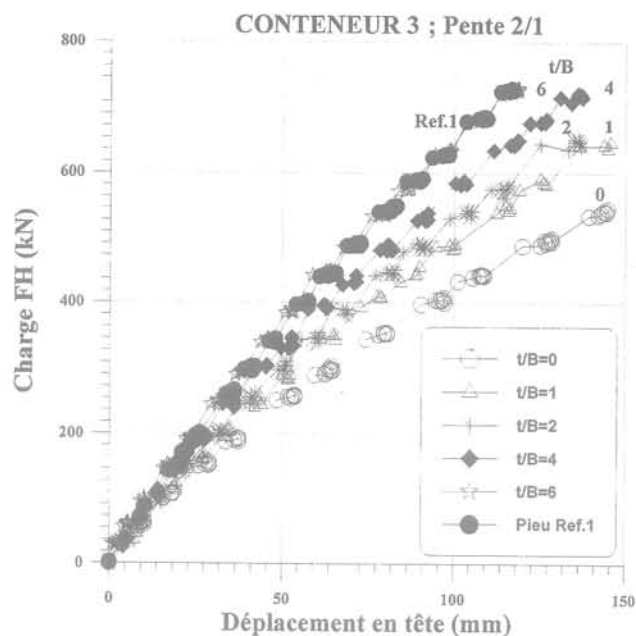


FIG. 4 Effet de la pente sur les courbes de chargement.
Effect of the slope on loading curves.

4.2

Courbes des moments

La mesure des moments fléchissants est faite à l'aide des jauges de déformation réparties le long du pieu. Comme pour les relations effort-déplacement, la courbe de référence des moments fléchissants est celle donnée par les pieux isolés sur massif horizontal (Fig. 5). L'allure des courbes obtenues confirme bien, là aussi, l'homogénéité du massif et la fiabilité des essais de chargement et des mesures de moments.

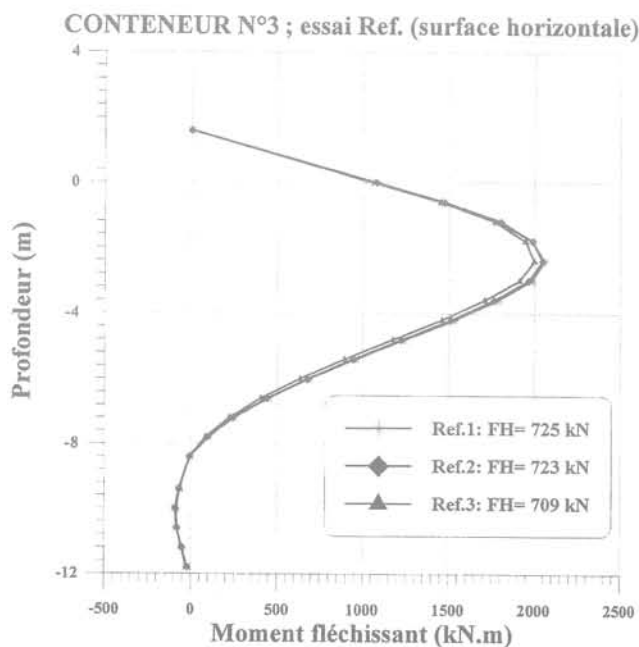


FIG. 5 Moment fléchissant des pieux de référence (surface horizontale).
Reference piles bending moments (horizontal ground).

Les moments fléchissants obtenus pour les différents pieux installés au bord du talus traduisent aussi clairement l'influence de la proximité du talus. A titre d'exemple, les courbes des moments mesurés lors du chargement des pieux de référence du conteneur 3 sont reproduites sur la figure 6 (charge latérale de 540 kN). L'évolution des courbes de moments, lorsque la distance à la crête t/B varie, est aussi donnée sur la figure 3 (conteneur 3, talus dressé à 2/1). Le moment maximum est multiplié par un facteur d'environ 1,25 pour un pieu en crête de talus dressé à 2/1, par rapport au pieu de référence. Ce facteur atteint environ 1,8 pour un talus à 3/2. On note également sur ces courbes, que la profondeur du point de moment maximal augmente régulièrement lorsque le pieu se rapproche du talus. Elle passe de 0,2 L en massif horizontal à environ 0,3 L en crête du talus de pente 2/1 (L étant la fiche du pieu). Par contre, pour un talus 3/2, la profondeur du point du moment maximal du pieu en crête du talus passe à environ 0,37 L.

Les mêmes constatations que sur les courbes de chargement peuvent être faites sur les courbes de moments. Les moments les plus élevés sont observés pour le pieu en crête de talus ($t/B = 0$). Ils diminuent lorsque t/B croît et se stabilisent pour des distances t supérieures à 6 ou 8B. Les courbes de moments se superposent alors à celles obtenues sur les pieux de référence.

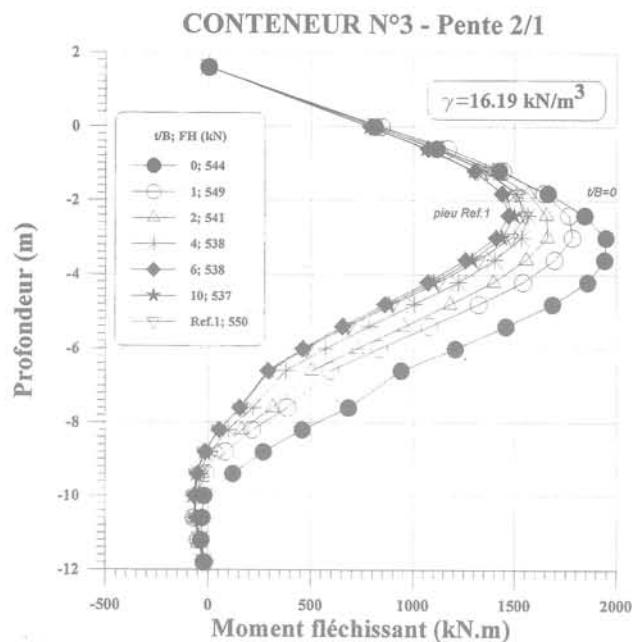


FIG. 6 Courbes des moments en fonction de la distance à la crête t/B (FH = 540 kN).
Moment curves as a function of the distance from the crest, t/B .

4.3

Courbes de réaction P-Y

La déformée du pieu et donc son déplacement horizontal $Y(z)$ sont obtenus par double intégration de la courbe des moments. Les deux constantes d'intégration sont fournies par les déplacements mesurés en tête (Fig. 7).

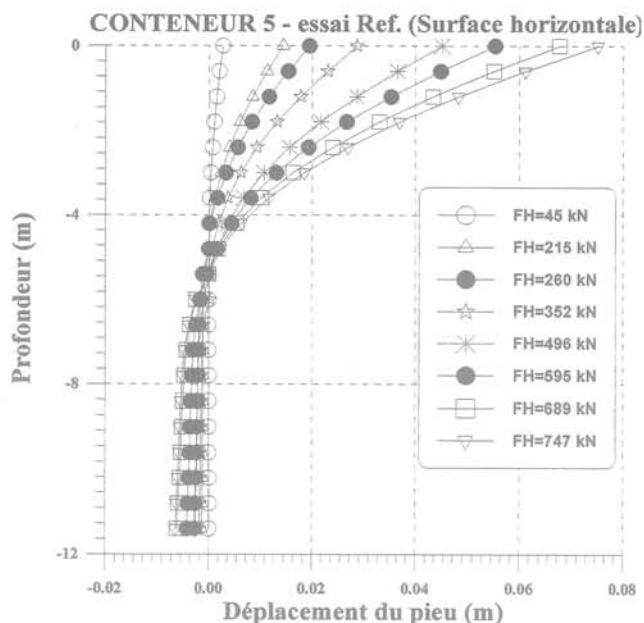


FIG. 7 Déformée du pieu $Y(z)$.
Horizontal displacement $Y(z)$.

Les courbes de pressions $P(z)$ sont déterminées par la méthode décrite au paragraphe 2. Les résultats obtenus ont montré que les pressions sont très faibles près de la surface (Fig. 8), bien que la condition $P = 0$ à la surface du sol n'ait pas été imposée (cf. § 2).

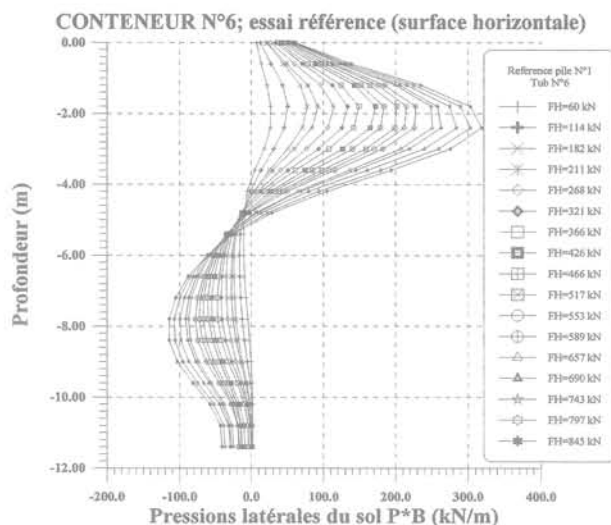


FIG. 8 Courbes des pressions $P*B(z)$.
Pressure curves $P*B(z)$.

Pour chaque profondeur, les courbes de réaction $P-Y$ sont déduites des précédentes et la figure 9 montre les courbes obtenues pour le même pieu ($t/B = 2$, conteneur 3). La résistance latérale du sol croît avec la profondeur jusqu'à environ 4B à 5B, à partir de laquelle les courbes $P-Y$ ne changent plus beaucoup. Cette valeur pourrait correspondre à l'apparition d'une profondeur critique et ce point fait l'objet d'une autre étude. On note aussi qu'à une profondeur comprise entre 5B et

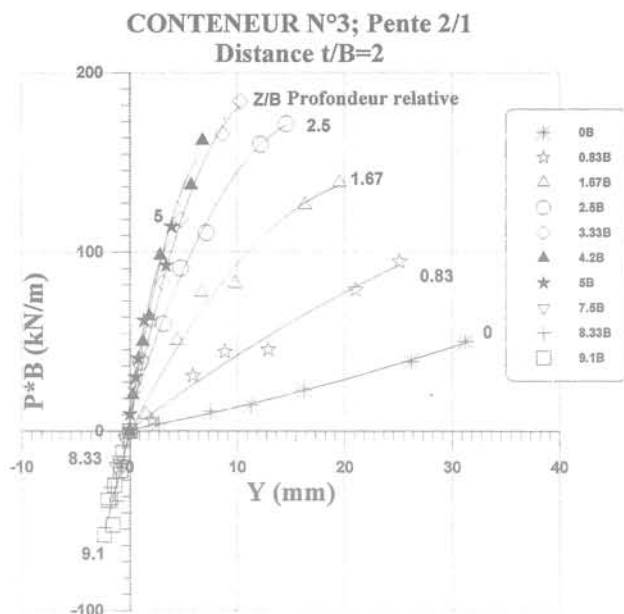


FIG. 9 Courbes P-Y à différentes profondeurs.
P-Y reaction curves at different depths.

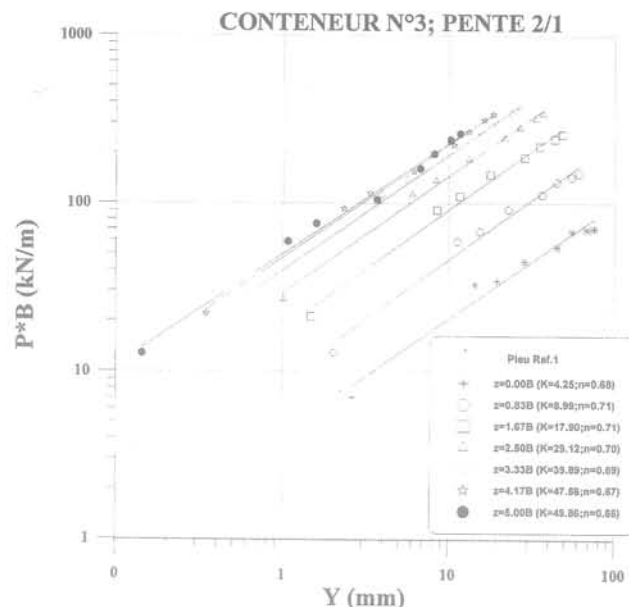


FIG. 10 Courbes P-Y expérimentales dans un repère bilogarithmique.
Experimental P-Y curves in logarithmic diagrams.

6B, les pressions et les déplacements changent de signe en même temps. La résistance latérale du sol reste cependant la même, puisque la pente des courbes P-Y est à peu près inchangée.

Les résultats de l'étude de l'interaction sol-pieu, définie par les courbes P-Y à différentes profondeurs, ont montré un comportement non linéaire avec une forme de type parabolique. Ces courbes indiquent également que la réaction du sol est faible en surface et qu'elle augmente en profondeur. Cependant, ces courbes ne présentent pas de palier net correspondant à la résistance ultime du sol sauf tout près de la surface où les déplacements sont les plus importants. Ce résultat était prévisible, puisque les pieux ont été testés sous des charges en tête conduisant à des déplacements maximaux de 0,3B (30 % du diamètre).

Nous avons recherché des expressions simples qui permettraient de mieux représenter les courbes P-Y obtenues expérimentalement. Dans ce but, plusieurs lissages basés sur des formes déjà préconisées par des chercheurs et différents règlements ont été testés (API, 1987 ; PHRI, 1980 ; Terashi *et al.*, 1989 ; Georgiadis *et al.*, 1991 ; Li Yan *et al.*, 1992). Le lissage qui paraît le mieux refléter l'allure des courbes expérimentales est la fonction parabolique. Nous avons donc tenté d'optimiser ces expressions déjà proposées par Terashi (1989) et Li Yan (1992) en traitant toutes les courbes P-Y obtenues dans notre étude. Ces courbes ont été tracées dans des diagrammes bilogarithmiques dont un exemple est représenté sur la figure 10. Elles conduisent à des relations de la forme :

$$P \cdot B = K \cdot (Y/B)^n \quad (2)$$

Deux paramètres apparaissent :

- K qui représente l'ordonnée à l'origine des courbes P-Y obtenues ;
- l'exposant n qui représente la pente de ces droites.

Pour les essais de référence sur sol horizontal, les courbes P-Y en diagramme bilogarithmique sont parallèles et l'exposant n varie peu autour de 0,7, quelle que soit la profondeur. Cette valeur est supérieure à celle

trouvée par Terashi ($n = 0,5$ indépendamment de la position du pieu par rapport au talus). Pour les autres positions du pieu par rapport à la crête du talus, les résultats ont montré que la valeur de n varie avec la profondeur, la position du pieu par rapport au talus et l'angle du talus. L'analyse des résultats a montré, cependant, que n reprend la valeur 0,7 dès que l'on s'éloigne du talus (environ $t/B = 5$), ou dès que l'on s'enfonce profondément dans le sol à partir d'environ 4B ou 5B.

Toutefois, les variations de n restent assez modérées et les données obtenues par les essais réalisés dans cette série d'essais, ne sont pas suffisantes pour dégager des lois de variation définitives. Par souci de simplification, nous avons décidé, à ce stade des recherches, d'effectuer tous les lissages avec l'exposant $n = 0,7$. Les régressions obtenues restent assez satisfaisantes même pour les pieux en crête de talus.

Par ailleurs, pour les couches superficielles du sol (profondeur inférieure à 5B), nous avons effectué une étude systématique des variations du coefficient K qui s'est révélé dépendre de la position du pieu par rapport au talus, de l'angle de talus, proportionnellement avec la profondeur et, d'une façon moindre, de la densité du massif (Fig. 11) :

$$K = \eta(t/B, I_D, \beta) \cdot \frac{Z}{B} \quad (3)$$

5

Effet de la proximité d'un talus sur la réponse du pieu

Les essais ont d'abord permis de quantifier l'influence de la présence d'un talus sur les déplacements en tête. La figure 12 donne, pour un talus à 2/1, le rapport entre le déplacement d'un pieu situé à une distance t/B et le déplacement en tête du pieu de référence soumis à la même charge.

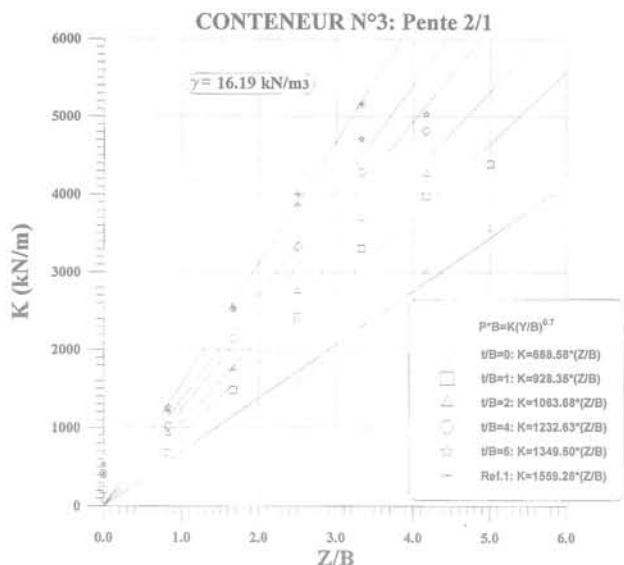


FIG. 11 Variation du coefficient de réaction K avec la profondeur.
Evolution of the reaction coefficient K with the depth.

On peut effectuer les observations suivantes :

- le rapport dépend très peu de la valeur de la charge appliquée ;
- le rapport atteint 1,6 pour un pieu situé en crête du talus ($t/B = 0$) à 2/1 et environ 2,4 pour un talus 3/2 ;
- l'effet de la pente ne se fait plus sentir pour des distances supérieures à 6B ou 7B dans le cas du talus à 2/1 et environ 10 et 12B pour un talus dressé à 3/2.

Le moment maximal dans le pieu est aussi affecté par la présence d'un talus, comme l'indiquent les résultats de la figure 12 qui correspond au cas d'un talus à

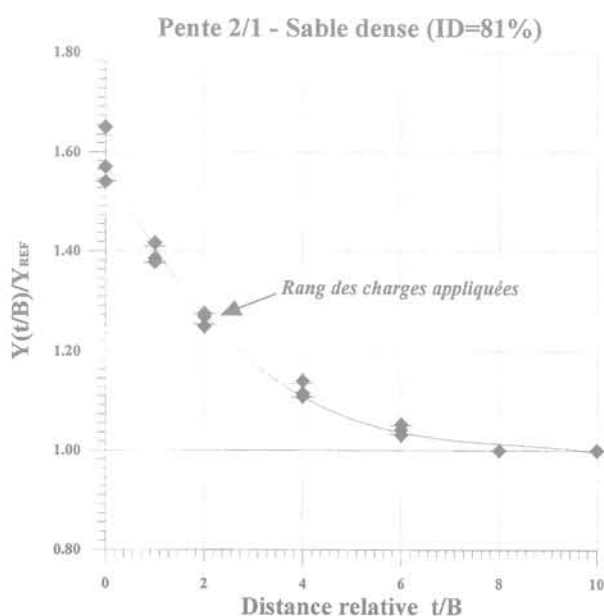


FIG. 12 Effet de la présence d'un talus sur les déplacements en tête.
Effect of a slope on displacements at the head.

2/1 et d'un sable dense. Le moment maximal est proportionnel à la charge appliquée en tête mais le coefficient de proportionnalité m dépend de la distance à la crête :

$$M_{\max} = m(t/B) \times FH \quad (4)$$

Tous les résultats obtenus sont regroupés sur la figure 13 montrant l'évolution du rapport $m(t/B)/m_{\text{Ref}}$ en fonction de la distance relative t/B (m_{Ref} représente la valeur du coefficient m dans le cas du massif horizontal de référence). Cette figure montre que la distance limite au-delà de laquelle le talus n'a plus d'influence sur le moment maximal dans le pieu est de 7B à 8B, pour les talus dressés à 2/1, et 10B à 12B, pour les talus à 3/2. Ces bornes semblent peu dépendre de la densité du massif. On note par ailleurs que, dans le cas le plus défavorable du pieu en crête de talus ($t/B = 0$), le moment maximal est augmenté, par rapport au cas de référence sur sol horizontal, d'environ 74 % pour des talus à 3/2 et 25 % pour des talus à 2/1.

L'objectif principal de ce travail concerne l'effet de la distance au talus sur les courbes de réaction. Puisque ces courbes dépendent beaucoup de la profondeur (Fig. 9), l'analyse a d'abord été effectuée à profondeur identique. Les courbes de réaction obtenues à la profondeur 1,67B, sur des pieux implantés à différentes distances du talus, sont rassemblées sur la figure 14 (talus 2/1, conteneur 3). Malgré la difficulté déjà signalée de la détermination des courbes P-Y et leur grande sensibilité aux imprécisions pouvant affecter la mesure des moments, les résultats semblent très logiques. L'influence du talus est de plus en plus grande lorsque le pieu se rapproche de la crête. La présence du talus se fait sentir, à la fois sur le module de réaction (tangente à l'origine) et sur la pression limite (palier horizontal). Ainsi, le module tangent initial apparaît divisé par un facteur d'environ 3 pour le pieu en crête de talus ($t/B = 0$), par rapport au pieu de référence.

On note également que les courbes P-Y correspondant au cas $t/B = 6$ pour un talus à 2/1 (aux cas de $t/B =$

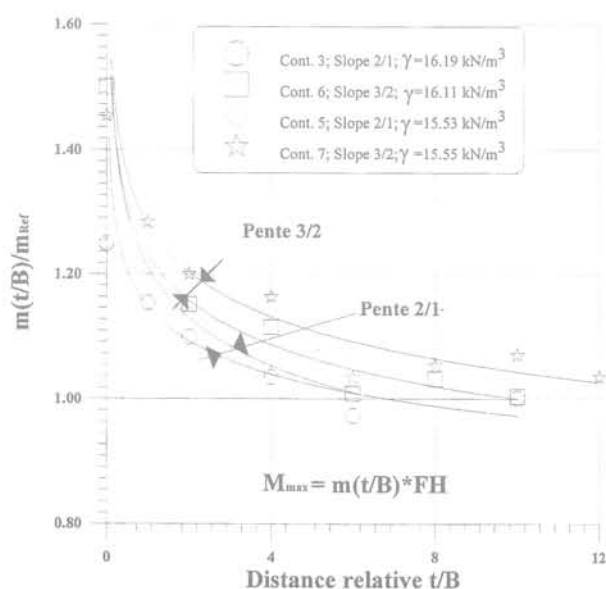


FIG. 13 Variation du rapport $m(t/B)/m_{\text{Ref}}$ avec la distance relative t/B .
Ratio $m(t/B)/m_{\text{Ref}}$ with the relative distance t/B .

CONTENEUR N° 3; Pente 2/1.

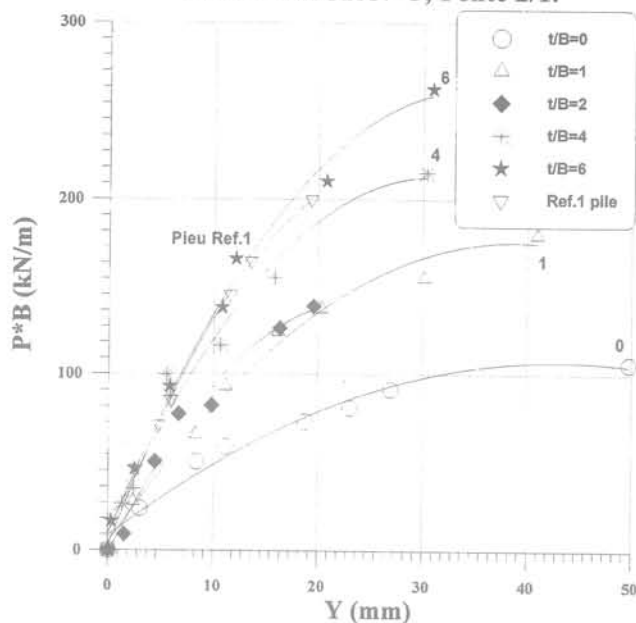


FIG. 14 Courbes de réactions à différentes distances des pieux du talus ($z/B=1,67$).
Reaction curves at different distance from the slope ($z/B = 1.67$).

DISTANCE A LA CRETE DU TALUS : $t/B=4$

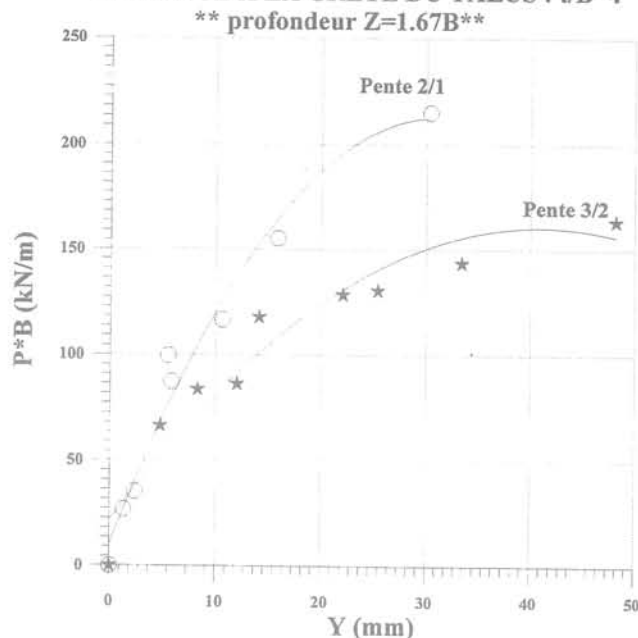


FIG. 15 Effet de l'angle du talus sur les courbes P-Y.
Effect of the slope on P-Y curves.

10 et 12 pour un talus à 3/2) sont pratiquement confondues avec celles du pieu de référence sur sol horizontal. Ceci explique et confirme les valeurs déjà observées des distances limites au-delà desquelles le talus n'a plus d'influence sur la réponse du pieu. Les mêmes constatations ont été également faites pour les autres profondeurs.

L'étude a montré aussi, qu'à distances à la crête identiques, l'angle du talus avait un effet non négligeable sur le comportement du pieu (Fig. 15), comme déjà observée sur le moment maximal.

L'objectif principal de ces travaux est la recherche de coefficients simples qui puissent être proposés pour la pratique courante. Ces coefficients de réduction $r(t/B)$ seraient appliqués aux courbes de réaction du sol horizontal de référence pour prendre en compte la proximité d'un talus, selon l'expression suivante :

$$P(t/B) = r(t/B) \cdot P_{Ref} \quad (5)$$

La présente étude a montré que ces coefficients r dépendent de t/B , mais aussi de l'angle du talus. Il semble par contre à peu près indépendants de la densité du massif et donc de ses caractéristiques mécaniques. Un autre résultat très intéressant obtenu lors de l'étude est illustré sur l'exemple de la figure 16. En effet, en reprenant l'expression mathématique des courbes P-Y proposée précédemment et tenant compte des valeurs de K obtenues pour les différentes positions des pieux par rapport à la crête du talus, on calcule la valeur du coefficient r en faisant le rapport $P(t/B)$ et P_{Ref} .

Les résultats de ces calculs ont montré l'influence très apparente de la distance relative t/B sur le coefficient de réduction. En revanche, l'influence de la densité du massif est peu perceptible, avec un écart maximal engendré par la variation de la densité sur le coefficient r , inférieur à 10 %. Une influence très remar-

quée également de la pente du talus représentée par deux droites distinctes. Les limites au-delà desquelles le talus n'a plus d'influence sont à nouveau mises en évidence ($r=1$ pour $t/B = 8$ si $\tan \beta = 1/2$ et $t/B = 12$ si $\tan \beta = 2/3$). Ces résultats ont montré également qu'entre la crête de talus ($t/B = 0$) et la distance limite au-delà de laquelle le talus n'a plus d'influence, la variation de r avec t/B est linéaire.

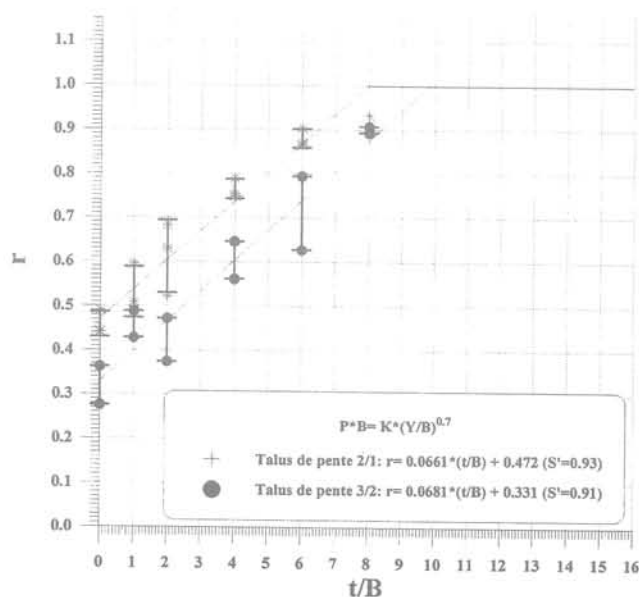


FIG. 16 Variation du coefficient r avec la distance relative t/B et l'angle du talus.
Coefficient r versus relative distance t/B and slope angle
 $P(t/B) = r(t/B) \times P_{Ref}$

En conclusion de cette étude de l'effet du talus sur les courbes P-Y, nous suggérons donc pour passer des courbes P-Y du pieu de référence à celles des pieux près du talus, de multiplier les pressions P par le coefficient de réduction ci-dessous et dont la représentation est donnée sur la figure 17.

$$r = \frac{17 - 15 \tan \beta}{100} \cdot \frac{t}{B} + \frac{1 - \tan \beta}{2} \text{ pour } t \leq t_{\text{lim}} \quad (6)$$

$$r = 1 \text{ pour } t > t_{\text{lim}}$$

avec $t_{\text{lim}} = 4B \cdot (6 \tan \beta - 1)$

La validation de ce coefficient est réalisée en comparant les courbes expérimentales (profils des déplacements et des moments) obtenues lors des essais avec les courbes correspondantes données par calcul de ces pieux à partir des courbes P-Y du pieu de référence affectées du coefficient r ci-dessus et introduit dans le logiciel PILATE-LCPC. La figure 18 montre un exemple des résultats obtenus lors de la validation de ce coefficient r ajusté pour le cas $t/B = 2$ où l'effet du talus est assez important. On y compare les courbes expérimentales (profils des déplacements et des moments) obtenues lors des essais sur les pieux $t/B = 2$ avec les courbes correspondantes données par calcul des ces pieux à partir des courbes P-Y du pieu de référence affectées du coefficient r ci-dessus. L'écart reste toujours inférieur à 10 %, ce qui valide le coefficient proposé.

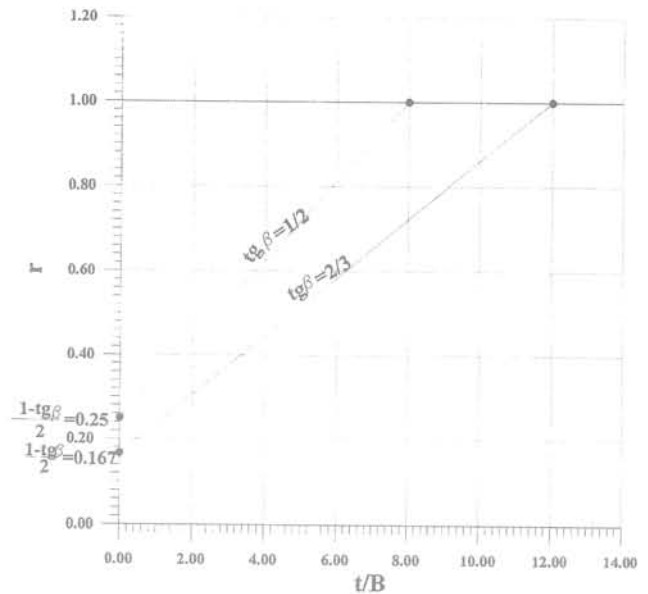


FIG. 17 Variation du coefficient r ajusté, avec la distance relative t/B et l'angle du talus. Ajusted coefficient r versus relative distance t/B and slope angle. $P(t/B) = r(t) \times P_{\text{Ref}}$

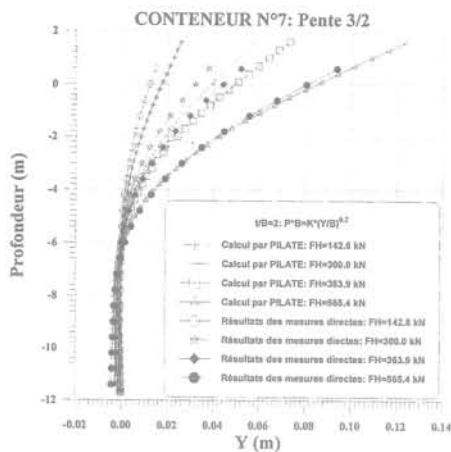
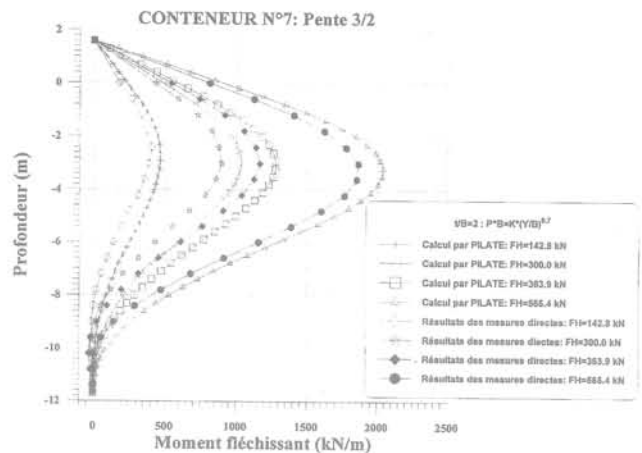


FIG. 18 Validation des courbes P-Y pour les pieux en crête du talus ($t/B = 2$). Validation of P-Y curves for the piles at the crest of the slope ($t/B = 2$).



6

Conclusion

Le programme concerne l'étude expérimentale du comportement de pieux chargés latéralement en tête. La méthode permettant la détermination des courbes de réaction avait été développée lors d'études antérieures. Elle est appliquée ici à l'étude de l'effet d'un talus sur les courbes, dans le cas d'un sol sableux. Les résultats montrent que la distance limite au-delà de laquelle le talus n'a plus d'influence est d'environ $8B$ pour un talus à $2/1$ et $12B$ pour un talus à $3/2$. Ces valeurs ne dépendent pratiquement pas de la densité du massif.

Pour des distances inférieures, les déplacements du pieu et les efforts internes croissent lorsque le pieu se

rapproche de la crête. Par rapport au cas du sol horizontal et pour une même charge, le déplacement en tête d'un pieu en crête de talus dressé à $2/1$ ($t/B = 0$) est multiplié par 1,6 et le moment maximal par 1,25. Ces valeurs atteignent respectivement 2,4 et 1,74 pour un talus dressé à $3/2$ ($t/B = 0$).

L'étude a surtout permis de déterminer directement l'effet du talus sur les courbes P-Y et de définir des coefficients de réduction à appliquer aux courbes de réaction sur sol horizontal. Ces coefficients $r(t/B)$ ne semblent dépendre que de la distance à la crête t/B et de sa pente et d'une façon moindre de la densité du massif. Enfin, des études complémentaires pourraient porter sur les massifs dotés de cohésion et sur les grands déplacements.

- A.P.I. – Recommended practice for planing, designing and construction of fixed off-shore platforms. A.P.I. – RP2A, American Petroleum Institute, Washington D.C., 1987, 17th ed.
- Bakir N.E., Garnier J., Canepa Y. – Shallow footings loading tests: Effect of testing procedures. *Centrifuge 94*, Singapore, p. 553-558, 1994.
- Bouafia A. – Modélisation des pieux chargés latéralement en centrifugeuse. Thèse de doctorat, ENSM de Nantes, 267 p, 1990.
- Bouafia A., Garnier J. – Experimental study of P-Y curves for piles in sand. *Centrifuge 91*, Boulder, Balkema, p. 261-268, 1991.
- Deny E. – SLIVALICS: Programme de lissage par spline quintique, calcul du paramètre d'ajustement par une méthode de validation croisée (notice d'utilisation). Rapport interne LCPC, FAER 1.05.10.4, 1985, 80 p.
- Garnier J., Canepa Y., Corté J.-F., Bakir N.E. – Study of bearing capacity of footings near slopes, XIII ICSMFE, New-Delhi, Balkema, p. 705-708, 1994.
- Georgiadis M., Anagnostopoulos C., Saffelkou S. – Centrifugal testing of laterally loaded piles in sand. *Canadian Geotechnical Journal* 29, p. 208-216, 1992.
- Mezazigh S. Étude expérimentale de pieux chargés latéralement: proximité d'un talus et effet de groupe. Thèse de doctorat, École Centrale de Nantes, 217 p, 1995.
- Terashi M., Kitazume M., Kawabata K. – Centrifuge modelling of a laterally loaded pile. Proc. of twelfth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ICSMFE), Rio de Janeiro, vol. 2, p. 991-994, 1989.
- Terashi M., Kitazume M., Manuyama A., Yamamoto Y. – Lateral resistance of a long pile in or near the slope. *Centrifuge 91*, Boulder, Balkema, p. 245-252, 1991.
- Romagny J.C. – PILATE programme de calcul d'un pieu isolé soumis à des efforts de flexion en tête et à des poussées latérales de sol. Notice d'utilisation version janvier 1985 en Fortran 77 avec format libre, LCPC, 55 p, 1985.
- Yan L., Byrne P.M. – Lateral response to monotonic pile head loading. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 29, p. 955-970, 1992.

Erratum

Dans l'article de MM. Khemissa, Magnan et Josseaume, *Étude en laboratoire des propriétés mécaniques de l'argile molle de Guiche* (RFG n° 81), page 23, § 5.5, bas de la première colonne, des formules avaient disparu. Voici le texte complété :

D'autre part, la vitesse de déformation correspondant à la loi de fluage est égale à :

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = C_{\alpha} \frac{t_i}{t \ln(10)} = \left(\frac{d\varepsilon}{dt} \right)_i \left(\frac{t_i}{t} \right) \Leftrightarrow \dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}_i \frac{t_i}{t}$$

et la vitesse de variation de l'indice des vides est donnée par :

$$\frac{de}{dt} = C_{ae} \frac{t_i}{t \ln(10)} = \left(\frac{de}{dt} \right)_i \left(\frac{t_i}{t} \right) \Leftrightarrow \dot{e} = \dot{e}_i \frac{t_i}{t},$$

de sorte que la pression de préconsolidation est liée à la vitesse de déformation par la relation :

$$\frac{\sigma'_p(t)}{\sigma'_p(t_i)} = \left[\frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_i} \right]^{C_{ae}/(C_c - C_s)}$$

et à la vitesse de variation de l'indice des vides par la relation semblable :

$$\frac{\sigma'_p(t)}{\sigma'_p(t_i)} = \left[\frac{\dot{e}}{\dot{e}_i} \right]^{C_{ae}/(C_c - C_s)}$$

URBAN GROUND ENGINEERING : TUNNELLING AND GEOTECHNICS

November 1998

L'**Institution des Ingénieurs civils** de Londres organise à Hong Kong (Chine), en novembre 1998, une réunion sur le thème **Urban Ground Engineering** (Travaux souterrains et géotechnique). Réalisée dans le cadre des « Conférences Thomas Telford », elle comportera deux séminaires d'une journée. Des propositions de communications en anglais (résumé de 300 mots) ou des demandes de renseignements peuvent être adressées à :

Carol Chin
Thomas Telford Conférences
The Institution of Civil Engineers
1, Great George Street
LONDON, SW1P 3AA, Angleterre
Tel. : + 44 (0) 171 665 2316
Fax : + 44 (0) 171 233 1743
e-mail : CHINC@ice.org.uk

VIENT DE PARAÎTRE

Le **Rapport d'activité 1996 du Laboratoire central des Ponts et Chaussées** (ainsi que les principales données manquantes de ses activités) est disponible sur simple demande au :

Laboratoire central des Ponts et Chaussées
Service de l'information scientifique et technique-Diffusion
(À l'attention de Claire Lafollas)
58, bd Lefebvre, 75732 Paris cedex 15
Tél. : 01 40 43 52 26
Fax : 01 40 43 54 95

Pierre Habib
GÉNIE GÉOTECHNIQUE

Applications de la mécanique des sols et des roches

Éditions Ellipses⁽¹⁾

Le *Précis de géotechnique* du même auteur (1973) a fait peau neuve en 1997, dans une édition tournée vers les universités francophones des pays en développement.

Peau neuve par le titre d'abord, clairement destiné à l'ingénieur et, précisément, à l'ingénieur de génie civil ; il n'y a pas de génie civil sans géotechnique, et tous les types de travaux sont abordés (sauf les travaux portuaires). Et peau neuve par l'addition de plusieurs nouveaux chapitres ou sous-chapitres : *l'environnement* est une préoccupation nouvelle, qui offre un cadre à des problèmes anciens comme les affaissements au passage des tunnels ; les effets des *tremblements de terre* sont mieux connus et maîtrisés ; *l'amélioration des sols* et la *construction des tunnels* se sont largement développées, grâce à de nouvelles technologies, mais aussi grâce à des concepts novateurs, comme la convergence-confinement.

Le plus remarquable dans cet ouvrage est que tout le reste, plus de 60 %, a pu être reproduit sans recours à un toilettage, si minime soit-il. En vingt-quatre ans, des technologies aussi récentes, ainsi que celles des parois moulées ont fait des progrès considérables : si le texte ne date pas, c'est qu'il était, à l'époque, prémonitoire ; il faut s'attacher à la date des chantiers photographiés ou à celle des statistiques d'accidents pour prendre conscience du décalage.

La bibliographie est mise à jour : plus de soixante nouveaux titres, surtout pour les nouveaux chapitres.

La concision du *Précis* initial est conservée, 224 pages illustrées de 137 figures soignées, dont 55 photos (de petite taille), et un tableau des unités utilisées (mais pas d'index).

⁽¹⁾ 32, rue Bargue, 75740 Paris cedex 15.

