

Sommaire

REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE
N° 79
2^e trimestre 1997

Relation entre les paramètres hydrologiques et la vitesse dans les glissements de terrain. Exemples de La Clapière et de Séchilienne (France)	P. ALFONSI	3
Auscultation du glissement du versant ouest de la montagne Les Piniès dans la Drôme (France)	F. GIRAULT	13
Réponse dynamique des sols : essais aux barres de Hopkinson	J.-F. SEMBLAT, G. GARY, M.-P. LUONG	19
Calcul des efforts parasites sur les pieux des culées de pont selon le fascicule 62	V. SAVATIER	31
Le comportement des alluvions du Rhône dans une grande boîte de cisaillement direct	Y. BOURDEAU	45
Interprétation par le calcul aux coefficients de réaction du comportement du rideau de palplanches expérimental de Hochstetten	H. JOSSEAUME, L. DELATTRE, L. MESPOULHE	59
Mesure de la perméabilité <i>in situ</i> du sel	Ph. COSENZA, M. GHOREYCHI, B. BAZARGAN-SABET	73

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 1997 (numéros 78 à 81) franco : 645 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

49, rue de l'Université, 75007 Paris - Tél. : 01 49 54 72 72

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 : 22934. Dépôt légal : juillet 1997

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

(©) 1997

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.

Relation entre les paramètres hydrologiques et la vitesse dans les glissements de terrains

Exemples de La Clapière et de Séchilienne (France)

P. ALFONSI

Laboratoire Central
des Ponts et Chaussées
58, bd Lefèbvre
75732 Paris, cedex 15

Résumé

L'évolution de la plupart des glissements de terrains est souvent liée aux précipitations qu'ils subissent. Comme on dispose généralement de peu de mesures précises des mouvements et des apports en eau, la relation entre l'hydrologie et la cinématique est difficile à établir. Toutefois sur le glissement de La Clapière, bénéficiant des relevés accumulés depuis quelques années, un modèle analytique a pu être étudié sur une zone particulièrement sensible du versant, puis appliqué sur une partie du glissement principal et enfin étendu à un autre glissement comparable, les ruines de Séchilienne.

Relationship between hydrological parameters and velocity of landslides

Examples of La Clapière and Séchilienne (France)

Abstract

The course of most landslides is often influenced by the precipitation they receive. Since, generally, few precise measurements of movements and inputs of water are available, the relation between hydrology and kinematics is difficult to investigate. However, on the landslide at La Clapière, using information recorded for several years, it had been possible to work out an analytical model on an especially sensitive zone of the slope, then apply it to a part of the main landslide, and finally extend it to another comparable landslide, the ruins de Séchilienne.

Introduction

Peut-on prévoir les évolutions des grands glissements de terrains, anticiper les accidents majeurs ? Quel effet aura une période de fortes précipitations, une pluie d'orage ? Quelle sera la conséquence de la fonte des neiges, d'un été particulièrement sec ? Pour tenter de répondre à une partie de ces questions, un modèle analytique reliant les apports en eau au comportement cinématique des deux plus importants glissements des Alpes françaises, La Clapière et Séchilienne, a été expérimenté.

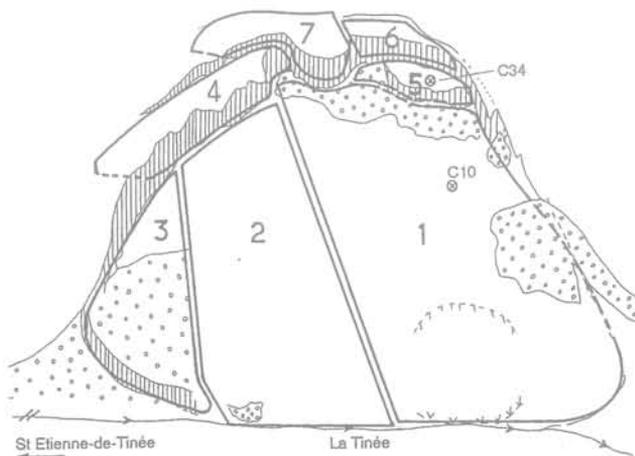


FIG. 1 Découpage du glissement en zones distinctes et implantation des cibles 10 et 34.

Division of the landslide into distinct zones and locations of targets 10 and 34.

Le glissement de La Clapière, situé dans la partie nord du département des Alpes-Maritimes, est depuis quelques années l'objet d'un suivi continu pour tenter de prévoir son évolution, et de nombreuses études et de modèles hydrogéologiques s'y rapportent [1]. Concernant un volume en mouvement de plus de 50 millions de m³ sur une surface active de 0,3 km², il est susceptible de provoquer un barrage instable sur la rivière en pied de glissement, la Tinée, menaçant de manière indirecte un village en amont, Saint-Étienne-de-Tinée, et la vallée en contrebas par rupture du barrage (Fig. 1). Les quelques accélérations récentes et le constant accroissement des volumes en action ont conduit à mettre en œuvre une surveillance continue pouvant déclencher en quelques heures un processus d'alerte [2].

L'instrumentation implantée sur le versant couvre trois domaines : la cinématique des déplacements superficiels, les apports hydrologiques (relevé des hauteurs de pluie, de fonte des neiges et du débit de la Tinée), et les vibrations (écoutes sismiques). Les contraintes d'intervention rapide ont rendu indispensable l'automatisation des mesures et leur transmission immédiate au Laboratoire des Ponts et Chaussées de Nice qui est chargé de leur traitement continu, de l'analyse précise du niveau des risques et d'études liées à la qualité des mesures [3].

Du fait de l'étroite corrélation des précipitations avec les accélérations du glissement, une étude de la relation entre les relevés hydrologiques et la vitesse de déplacement superficiel d'une zone limitée du versant de La Clapière a été entreprise. Les résultats obtenus ont ensuite été appliqués à un glissement présentant quelques similitudes, le glissement des ruines de Séchilienne.

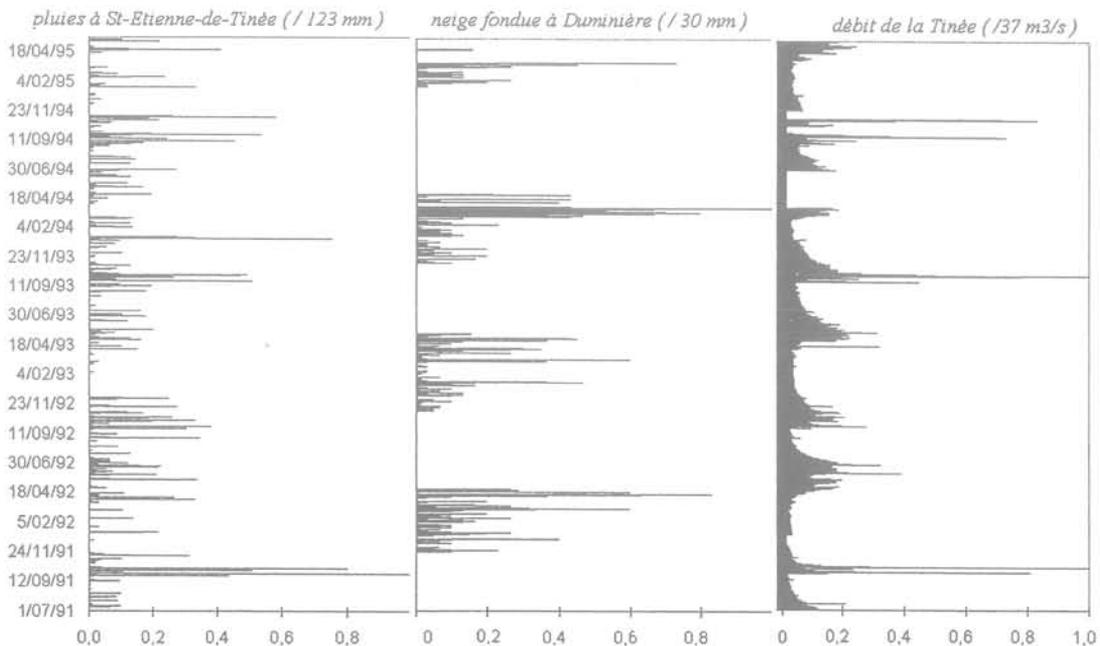


FIG. 2 Relevés pluviométriques à Saint-Étienne-de-Tinée, nivométriques à Duminière (1 850 m) et débit de la Tinée, normés par rapport à leur valeur maximale.

Rainfall recordings at Saint-Étienne-de-Tinée, level recordings at Duminière (1 850 m), and flowrate of the Tinée, normed with respect to their maximum values.

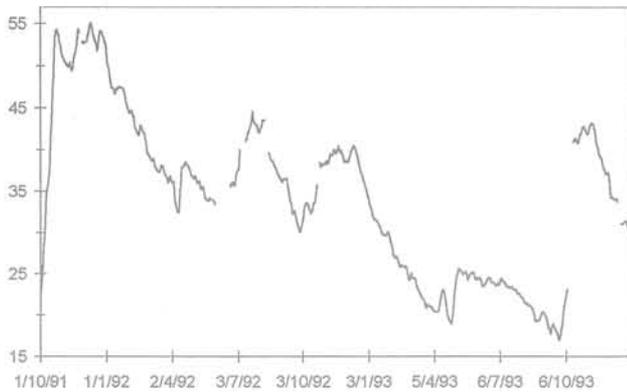


FIG. 3 Vitesse (en mm/jour) de la cible 34.
Speed of target 34 (mm/day).

2

Mesures

2.1

Détermination de la vitesse

La vitesse locale du glissement est déterminée à partir des mesures de la distance entre une des cibles placées sur la surface du versant en mouvement et les deux stations de mesure installées sur le versant stable en regard. Les stations sont équipées d'un émetteur-récepteur à infrarouge permettant d'effectuer dans de bonnes conditions climatiques des mesures de distance avec une précision de quelques millimètres pour un éloignement moyen de 1 500 mètres entre les deux versants. Ces relevés ne peuvent être effectués quand les conditions météorologiques sont très défavorables (fortes pluies, chute de neige, brouillard), privant ainsi le site de mesures dans les périodes critiques. Néanmoins, la présence de deux stations de mesure, la bonne répartition des cibles sur le glissement et l'automatisation de relevés effectués toutes les 4 heures permettent un suivi fiable de l'évolution du glissement.

La précision des mesures de distance dépendant des variations de la température et de la distance mesurée, les incertitudes ont pu être réduites par un calage systématique sur des cibles fixes de référence implantées sur les zones stables autour du glissement.

En ne considérant que les mesures nocturnes prises à 0 h, moins sujettes aux fluctuations, l'écart-type se définit par la relation :

$$\sigma \text{ (en mm)} = 1,39 + 2,33 d \text{ (en km)},$$

où d représente la distance mesurée [4].

La réduction des écarts-types a nécessité un lissage de la vitesse sur trois jours à partir des relevés de distance entre les cibles et une station de mesure, la station 2, avec une extrapolation des relevés de la première station pour pallier les défauts de mesure de la station 2.

2.2

Relevés hydrologiques

Dans la plupart des glissements de terrain, les apports en eau, qui se traduisent par des changements

de niveaux des nappes phréatiques et des variations de pressions interstitielles, conditionnent les amplitudes des mouvements [5]. La connaissance des eaux souterraines va donc être précieuse pour apprécier les risques éventuels d'accélération du phénomène [6]. Le site de La Clapière n'étant pas équipé de sondes piézométriques, on a utilisé les relevés des stations météorologiques proches (Fig. 2) : relevés pluviométriques à Saint-Étienne-de-Tinée, et quantités de neige fondue à Duminière (1 850 m) et à Rabuons (2 500 m). Les relevés du pluviomètre, du fait de son éloignement (quelques centaines de mètres) et surtout de son altitude (en pied du glissement), ne correspondent pas aux hauteurs réelles des précipitations reçues par le versant, en particulier pour les orages d'été, souvent très localisés, et pour les précipitations des périodes hivernales qui peuvent être des pluies ou des chutes de neige suivant l'altitude. En outre, en raison de l'état du sol, un temps plus long va être nécessaire pour l'infiltration de la neige fondue. Les mesures du débit de la Tinée confirment les évolutions des niveaux de précipitations, mais cette donnée est à considérer avec circonspection, car elle inclut les ruissellements et les résurgences locales du grand bassin versant, qui ne jouent aucun rôle dans le bilan hydrologique de La Clapière.

3

Présentation du modèle

L'observation sur une longue période de la vitesse de glissement d'une cible particulièrement sensible aux événements météorologiques, la cible 34, située sur la partie aval du glissement supérieur, laisse apparaître trois composantes du mouvement (Fig. 3) :

- une tendance, traduisant le comportement à long terme, caractérisée par la vitesse moyenne de cette cible (30 mm/jour environ);
- un facteur saisonnier, correspondant aux fluctuations climatiques périodiques, fonte des neiges de printemps et fortes pluies d'automne;
- des perturbations provoquées par des précipitations irrégulières de plus grande importance, pouvant amener des modifications dans l'allure de la série.

Cette liaison directe entre les apports en eau et les évolutions du glissement a permis de développer différentes méthodes prévisionnelles et quelques modèles, dont celui proposé par E. Gervreau [7], qui relie l'hydrologie et la cinématique et qui nous a servi de base pour cette étude. Le modèle présenté ici s'apparente à un système constitué d'un réservoir d'accumulation d'eau avec une loi exponentielle de vidange, associée à une relation linéaire simple entre la hauteur d'eau cumulée et la vitesse estimée du glissement :

$$H_j = \alpha (P_{j-k} + N_{j-k}) + H_{j-\Delta t} e^{-\beta \Delta t},$$

$$V_j = V_{j-\Delta t} \cdot H_j / H_{j-\Delta t}$$

où H_j et $H_{j-\Delta t}$, V_j et $V_{j-\Delta t}$ représentent les hauteurs d'eau du réservoir et les vitesses du glissement aux jours j et $j-\Delta t$; Δt étant l'écart en jours entre deux déterminations,

$e^{-\beta \Delta t}$, la décroissance exponentielle de vidange du réservoir, où β (en jours⁻¹) représente le coefficient de décharge,

$\alpha (P_{j-k} + N_{j-k})$, les apports en pluie et neige fondue

TABLEAU I

Valeur du coefficient de décharge par périodes sans apports d'eau.

Values of discharge coefficient during periods without inputs of water.

Période du	au	β
26/08/1991	5/09/1991	-0,0073
29/07/1993	4/08/1993	-0,0078
30/08/1993	7/09/1993	-0,0087
4/08/1994	10/08/1994	-0,0056
9/12/1994	14/12/1994	-0,0081
22/12/1994	29/12/1994	-0,0061
12/01/1995	17/01/1995	-0,0076
6/04/1995	13/04/1995	-0,0071

dans le réservoir relevés aux jours j-k et j-k', les décalages k et k' pouvant être différents.

Par l'introduction d'un décalage en temps entre les relevés hydrologiques et la hauteur d'eau calculée le modèle peut être défini comme un modèle prévisionnel, mais du fait de la nécessité d'un recalage périodique des coefficients avec les mesures de vitesse superficielle du glissement, il donne plus particulièrement des indications sur les variations des paramètres hydrogéologiques du massif.

3.1**Détermination du coefficient de décharge**

En utilisant exclusivement les périodes sans apport en eau, la détermination de la vitesse se limite à l'expression simplifiée :

$$V_j = V_{j-\Delta t} \cdot e^{-\beta \Delta t}$$

Afin d'obtenir la meilleure précision de la vitesse, il a fallu sélectionner des périodes suffisamment étendues pendant lesquelles les relevés de distance ont été moins sujets à des problèmes de mesure, généralement météorologiques (brouillard, variations de température...).

En comparant les différentes périodes retenues, la valeur du coefficient β obtenue par la régression exponentielle des courbes de décroissance de la vitesse lissée sur 3 jours en fonction du temps, se rapproche de 0,0072 j⁻¹.

La valeur relativement constante de ce coefficient sur plus de 4 années de mesures, malgré des conditions climatiques très différentes, indique une stabilité des conditions de drainage du versant, et nous permet de proposer un modèle essentiellement caractérisé par le paramètre α d'absorption des apports en eau par le sol :

$$H_j = k_\beta H_{j-1} + \alpha (P_{j-1} + N_{j-1}),$$

où $k_\beta = e^{-\beta \Delta t} = e^{-0,0072}$, pour la valeur $\Delta t = 1$ jour.

3.2**détermination du coefficient d'alimentation**

La qualité de la corrélation entre le modèle et la mesure est estimée par l'analyse statistique simple de la différence saisonnière entre le modèle et la vitesse mesurée (tableau II) : écart-type, moyenne et écart moyen quadratique (S_{EMQ}), cet indice étant plus sensible pour des écarts importants. Les valeurs correspondant à l'ensemble de la période étudiée sont reportées sur la dernière ligne du tableau.

TABLEAU II

Relation statistique trimestrielle entre le modèle à coefficients fixes ($\alpha = 0,21$; $\beta = 0,0072$) et la vitesse mesurée (relevés du 1/07/1991 au 21/05/1995).Seasonal statistical relation between the model with fixed coefficients ($\alpha = 0.21$; $\beta = 0.0072$) and the measured speed (recorded from 1/7/1991 to the 21/5/1995).

jusqu'au	écart-type	moyenne	S_{EMQ}
21/09/1991	1,48	4,30	2,55
21/12/1991	7,88	-4,67	9,11
21/03/1992	3,71	-9,19	9,90
21/06/1992	3,99	4,18	5,76
21/09/1992	3,87	-1,66	4,19
21/12/1992	1,95	1,75	2,61
21/03/1993	1,63	3,75	4,08
21/06/1993	2,76	9,83	10,20
21/09/1993	1,65	8,99	9,03
21/12/1993	4,48	4,81	6,55
21/03/1994	4,49	0,07	4,46
21/06/1994	3,86	6,26	7,34
21/09/1994	2,61	9,86	10,20
21/12/1994	10,39	0,74	10,36
21/03/1995	6,20	-3,19	6,94
21/05/1995	2,05	11,49	11,67
de 07/1991 à 05/1995	7,40	2,80	7,91

L'augmentation des écarts et l'inversion de la moyenne à certaines saisons indique la trop faible prise en compte des pluies de l'automne 1991, l'influence trop forte des pluies du début de l'année 1992 et durant l'été 1993, ainsi que les divergences successives de comportement du modèle dans les accélérations et décélérations des années 1994 et 1995 (Fig. 4).

Si l'on peut confirmer l'allure générale de l'évolution du glissement avec les paramètres fixés, il nous faut cependant prendre en considération l'action des facteurs saisonniers et des perturbations climatiques exceptionnelles. En conséquence, le coefficient α devra dépendre des conditions météorologiques périodiques et du caractère spécifique des précipitations, pluies d'hiver, orages, pour lesquels les proportions d'eau infiltrée ou d'eau de ruissellement sont différentes.

3.3**Modulation des coefficients de charge et d'évapotranspiration**

Deux termes d'infiltration sont donc introduits, α_p et α_n , où α_p représente le coefficient attaché à la hauteur de pluie et α_n le coefficient concernant la hauteur de neige fondue à Duminière, auquel sera adjoint le terme d'évapotranspiration, ϵ_{ETP} , lié aux conditions climatiques estivales. Ce dernier paramètre a une influence sur la hauteur d'eau du pseudo-réservoir et va dépendre de l'ensoleillement et de l'abondance de la végétation.

Comme nous ne disposons pas de renseignements suffisamment précis sur les conditions climatiques effectives sur le site, les valeurs des coefficients appliquées au calcul de la hauteur du pseudo-réservoir ont été estimées empiriquement avec une relative périodicité annuelle soumise aux fluctuations saisonnières (Fig. 5).

Le calcul des moyennes de ces coefficients sur des périodes variant de 2 à 7 mois va permettre d'apporter

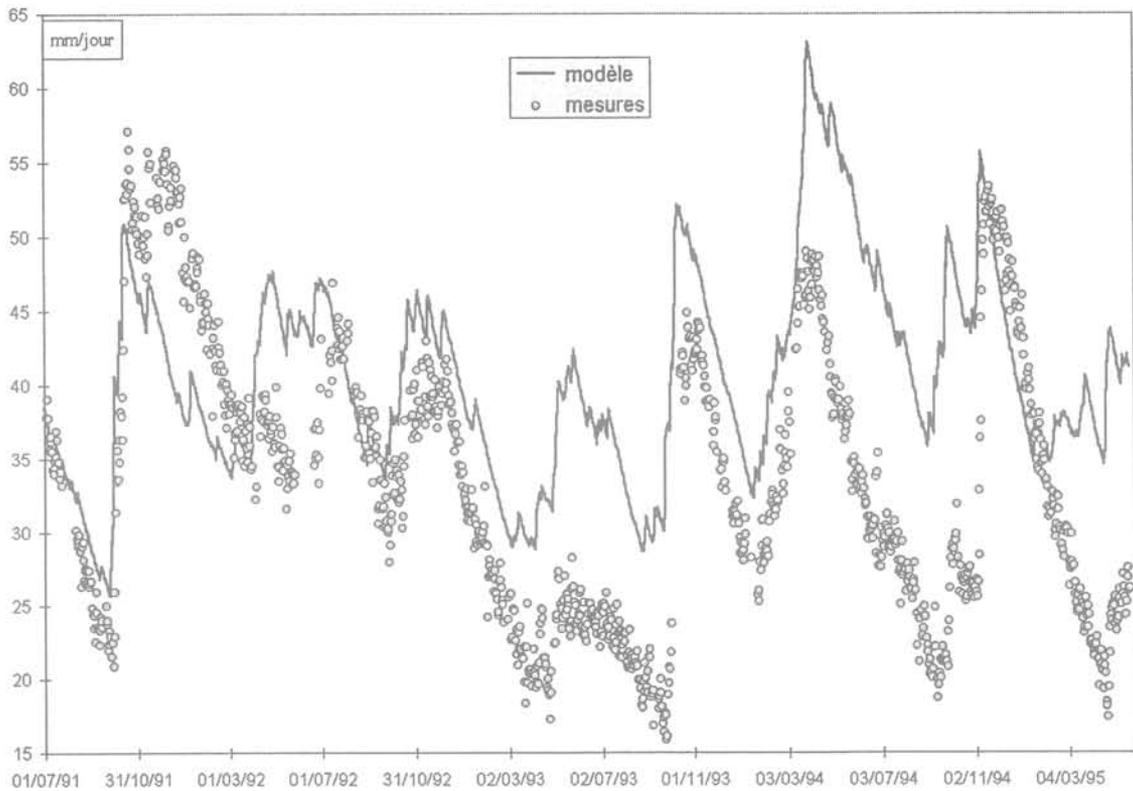


FIG. 4 Comparaison du modèle à coefficients fixes ($\alpha = 0,21$ et $\beta = 0,0072$) avec la vitesse de la cible 34.
Comparison between the model with fixed coefficients ($\alpha = 0.21$; $\beta = 0.0072$) and the measured speed of target 34.

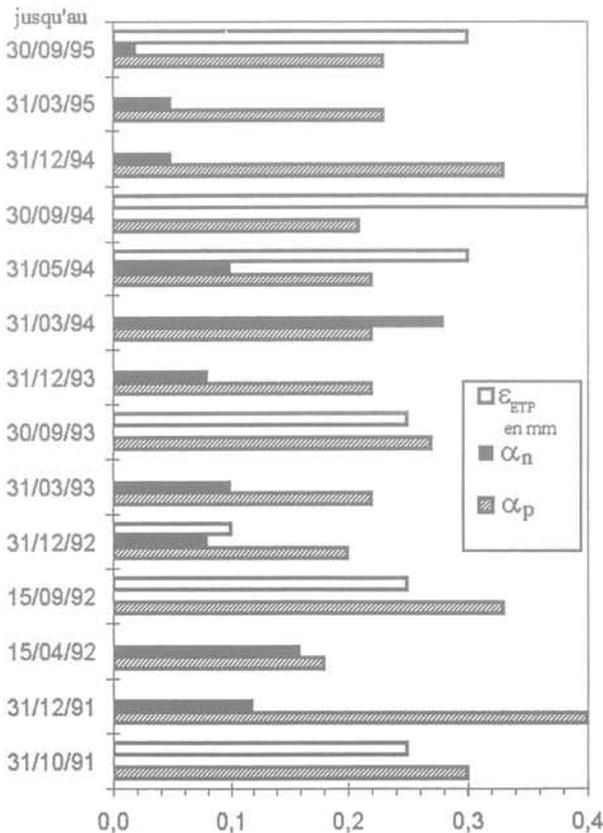


FIG. 5 Répartition par périodes des coefficients hydrologiques à partir du 1/07/1991.
Distribution by periods of the hydrological coefficients for target 34, starting from 1/07/1991.

une amélioration sensible du modèle par rapport aux vitesses mesurées (Fig. 6). Quelques décalages dans le temps, notamment dans les décharges, et quelques divergences, en particulier depuis le mois de décembre 1993, subsistent. Les décalages peuvent correspondre à des temps d'infiltration plus ou moins rapides entre les précipitations et la réaction du glissement. Une optimisation des décalages dans les premières périodes de surveillance donne un retard :

$$\Delta t_p = 6 \text{ jours pour les pluies,}$$

$$\Delta t_n = 8 \text{ jours pour la fonte des neiges.}$$

La relation s'écrit alors :

$$H_j = k_\beta \cdot H_{j-1} + \alpha_p P_{j-6} + \alpha_n N_{j-8} - \varepsilon_{ETP}$$

$$\text{et } V_j = V_{j-\Delta t} \cdot H_j / H_{j-\Delta t}$$

avec les valeurs $H_0 = 110 \text{ mm,}$

$$V_0 = 38,5 \text{ mm/jour}$$

Remarque : pour faciliter les comparaisons ultérieures, le critère choisi sera : s_{EMQ} / V_{moy} .

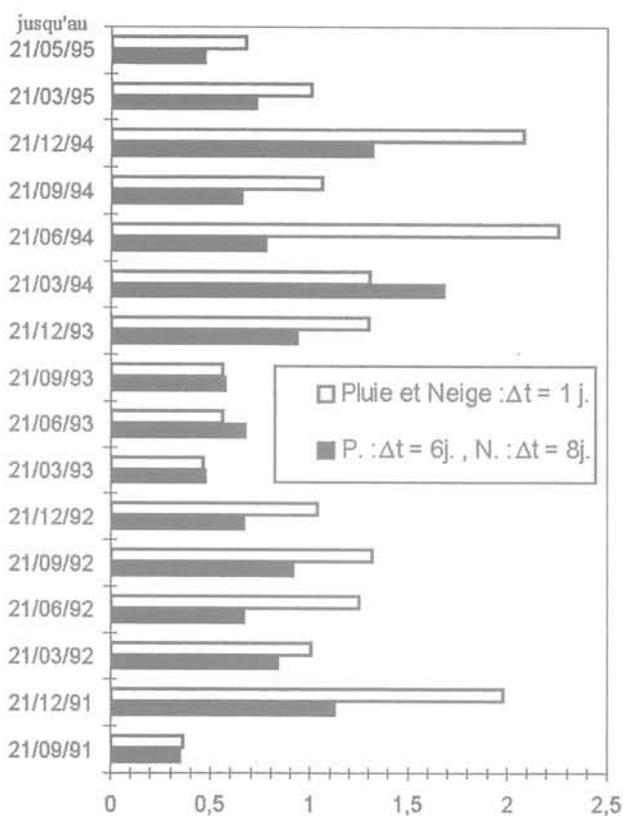


FIG. 6 Influence des décalages des temps d'infiltration sur la valeur de l'écart S_{EMQ}/V_{moy} entre le modèle et la vitesse mesurée de la cible 34.
Effect of offset of infiltration times on the S_{EMQ}/V_{moy} value between the model and the measured speed of target 34.

Quelques anomalies persistent sur les périodes récentes de suivi du glissement, essentiellement au cours des deux hivers 1994 (zone I, Fig. 7) et 1995 (zone II, Fig. 7). Les deux actions des apports hydrologiques apparaissent opposées ; les successions de fortes pluies de l'automne 1993 sont prises en compte tardivement par le modèle, provoquant une inversion du décalage entre les mesures et le modèle pendant l'hiver 1993-1994, les chutes de pluie en février 1995 étant par contre inefficaces.

3.4

Optimisation du modèle

La persistance de la dérive du modèle sur quasiment un semestre, du 1/11/1993 au 1/03/1994 (zone I, Fig. 7), montre bien qu'un changement apparaît dans la réponse cinématique du glissement aux apports en eau, pouvant provenir soit d'une rupture localisée, soit d'un effet dû à une accumulation inhabituelle de la réserve en eau. La première explication semble moins vraisemblable car le glissement retrouve ensuite sa tendance régulière.

De ce fait, l'introduction d'un terme lié aux conditions exceptionnelles n'étant pas évidente, on pourrait envisager un modèle avec un deuxième réservoir à diffusion différée à cause des couches abondamment saturées. Cependant, s'il s'avérait plus adapté, il n'en serait pas pour autant nécessaire car le dysfonctionnement du modèle présenté suffit pour servir de critère d'alarme et pour activer un processus de surveillance accrue.

De plus, la différence observée dans la zone II de la figure 7 peut s'expliquer par la différence d'altitude entre les relevés du pluviomètre et la partie supérieure

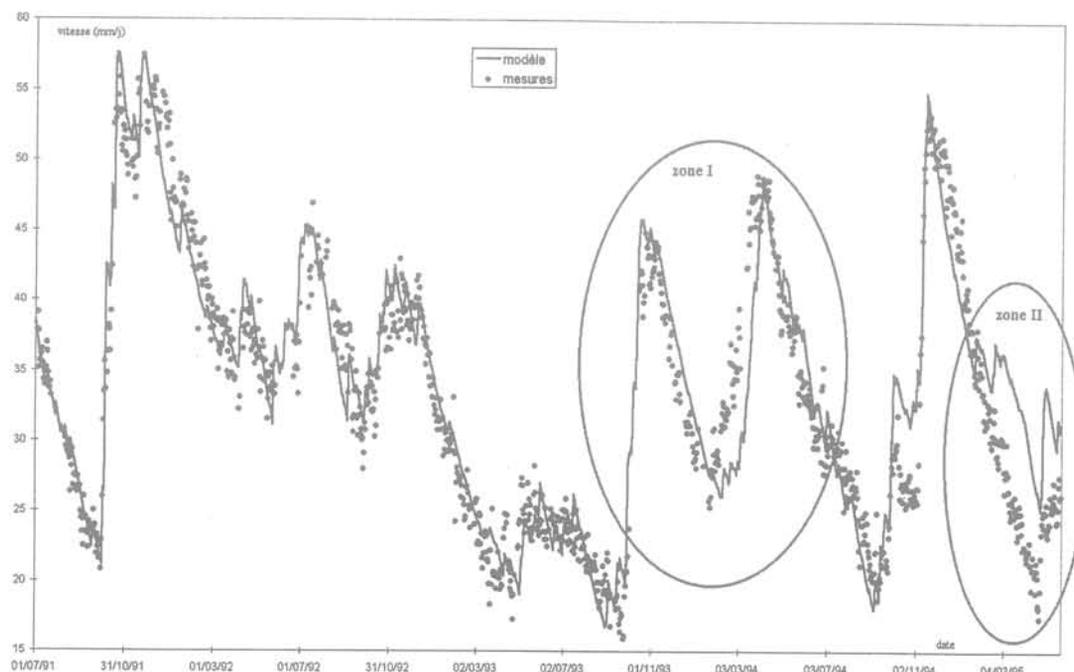


FIG. 7 Comparaison entre le modèle et la vitesse mesurée en introduisant un décalage de 6 jours pour la pluie et de 8 jours pour la neige.
Comparison between the model and the measured speed with an offset of 6 days for rain and 8 days for snow.

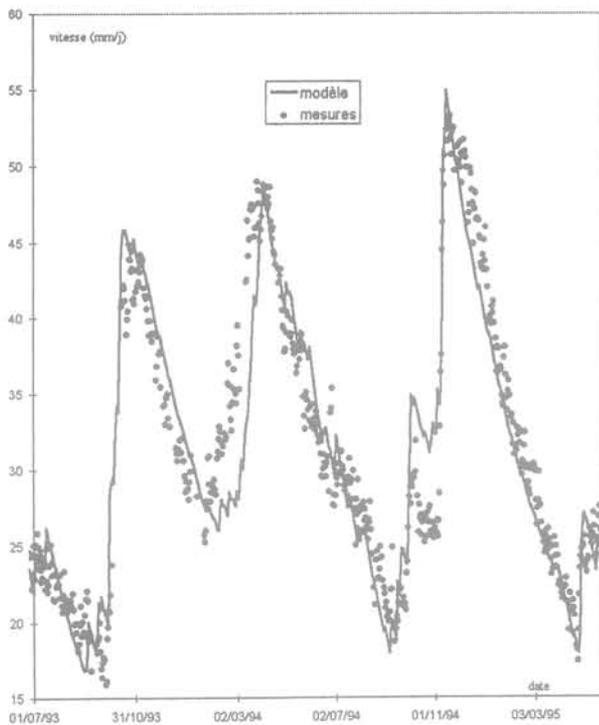


FIG. 8 Influence du retrait des pluies hivernales (hiver 1995) sur la comparaison entre le modèle et la vitesse mesurée pour la période du 01/07/1993 au 25/05/1995 (zone II, Fig. 7).

Influence of the withdrawal of the winter rains (winter of 1995) on comparison between the model and the measured speed for the period from 01/07/1993 to 25/05/1995 (zone II, Fig. 7).

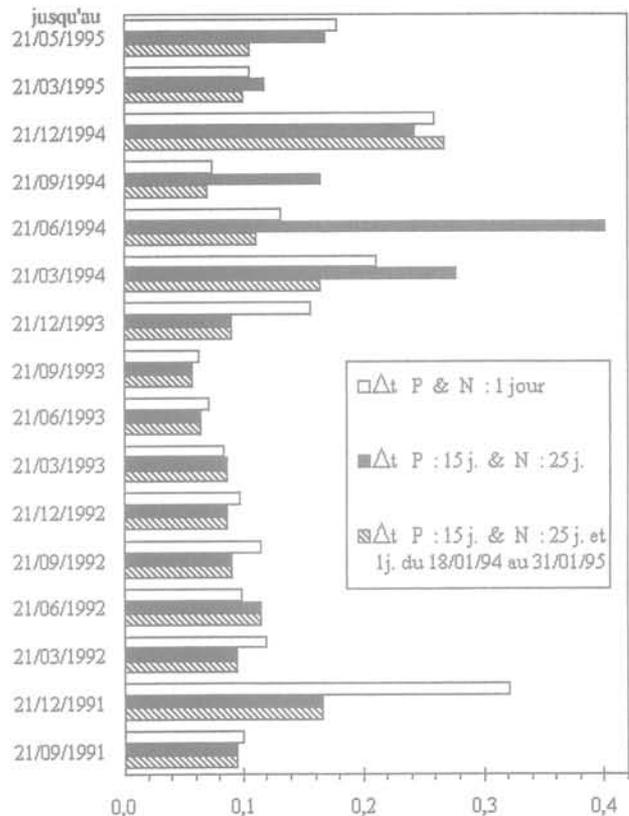


FIG. 9 Effet du décalage des temps d'infiltration sur la valeur de l'écart s_{EMQ}/V_{moy} entre le modèle et la vitesse mesurée de la cible 10.

Effect of offset of infiltration times on the s_{EMQ}/V_{moy} value between the model and the measured speed of target 10.

du glissement, les pluies hivernales relevées à Saint-Étienne-de-Tinée, transformées en neige sur le versant, étant déjà comptabilisées par les mesures nivométriques.

Après avoir contrôlé sur la figure 2 la stabilité du niveau de la Tinée, nous avons donc décidé d'enlever les pluies de la période février-mars 1995, et d'effectuer un nouveau calage du modèle. On observe sur la figure 8 une amélioration sensible de la corrélation entre le modèle et les mesures.

4

Application du modèle à la cible 10

Le test de ce modèle sur l'ensemble du glissement permet de vérifier si le comportement hydro-cinématique du versant instable est homogène. Si l'on applique les valeurs optimales du modèle précédent aux mesures de la cible 10 située dans la partie supérieure du glissement principal, en contrebas de la cible 34, il s'avère nécessaire de modifier la relation par l'introduction de trois coefficients réducteurs :

$$H_j = k_p \cdot H_{j-1} + k_\alpha (\alpha_p P_{j-\Delta p} + \alpha_n N_{j-\Delta n}) - k_e \cdot \epsilon_{ETP}$$

$$\text{et } V_j = V_{j-\Delta t} \cdot H_j / H_{j-\Delta t}$$

avec les valeurs de calage, pour $\Delta t = 1$ jour :

$$k_p = e^{-k\beta\Delta t} = \exp(-0,90 \times 0,0072) = 0,9935$$

et $k = k_\alpha = k_e = 0,90$;

et les valeurs initiales :

$$H_0 = 100 \text{ mm et } V_0 = 18,0 \text{ mm/jour.}$$

Remarque : l'optimisation du modèle est obtenue empiriquement avec des coefficients correcteurs équivalents pour les facteurs de charge et de décharge.

De façon générale, les déplacements d'une masse plus importante et la différence d'altitude avec la cible 34 vont définir empiriquement l'optimisation des décalages des infiltrations à 15 jours pour les pluies, et à 25 jours pour la fonte des neiges. En revanche, il a fallu tenir compte pour cette cible de l'action particulière des pluies abondantes de l'automne 1993, qui va provoquer un effet apparemment immédiat des apports en eau sur la vitesse de glissement, nécessitant l'annulation des décalages pour les pluies et la neige fondue sur une longue période allant de janvier 1994 à mars 1995 (Fig. 9). De même que pour la cible 34, la simulation a été effectuée après le retrait des pluies de la période hivernale, de février à mars 1995.

Avec une correction minimale des coefficients, on peut donc estimer que le modèle donne également une bonne appréciation de la vitesse du glissement pour cette cible (Fig. 10). En considérant, pour des relevés de distance plus faibles, qu'une même précision des mesures entraîne des fluctuations plus importantes sur la détermination des vitesses, le comportement entre les deux cibles étudiées semble alors très similaire.

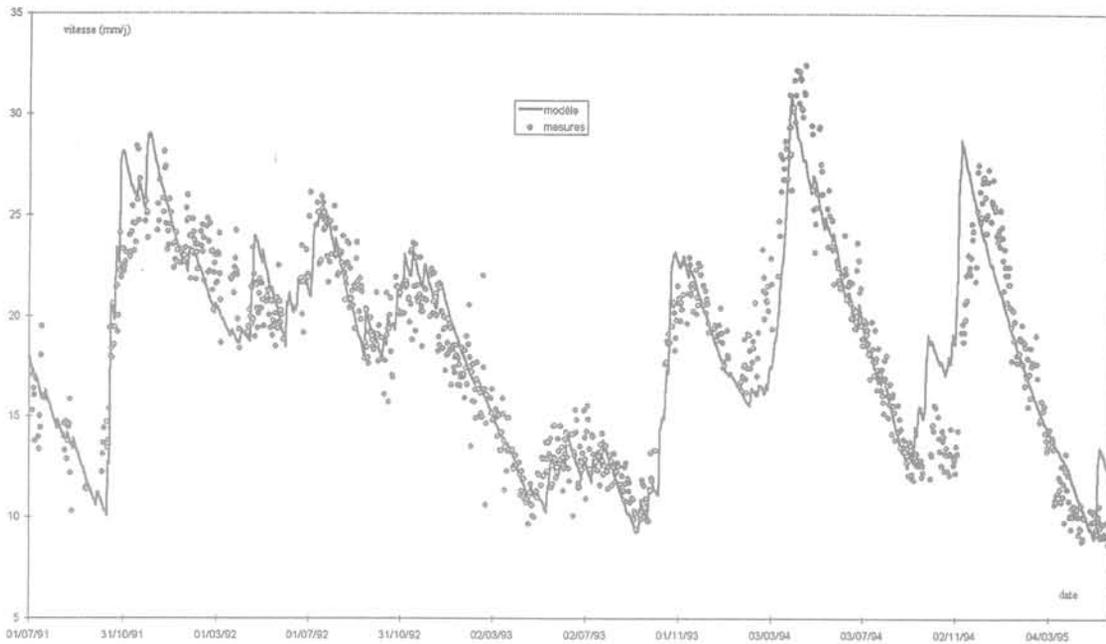


FIG. 10 Comparaison entre le modèle et la vitesse mesurée de la cible 10 en introduisant un décalage de 15 jours pour la pluie et de 25 jours pour la neige, excepté du 18/01/1994 au 31/01/1995 (décalage $\Delta t = 1$ jour pour la pluie et pour la neige).
 Comparison between the model and the measured speed of target 10 with an offset of 15 days for rain and 25 days for snow, except form 18/01/1994 to 31/01/1995 (offset of one day for rain and snow).

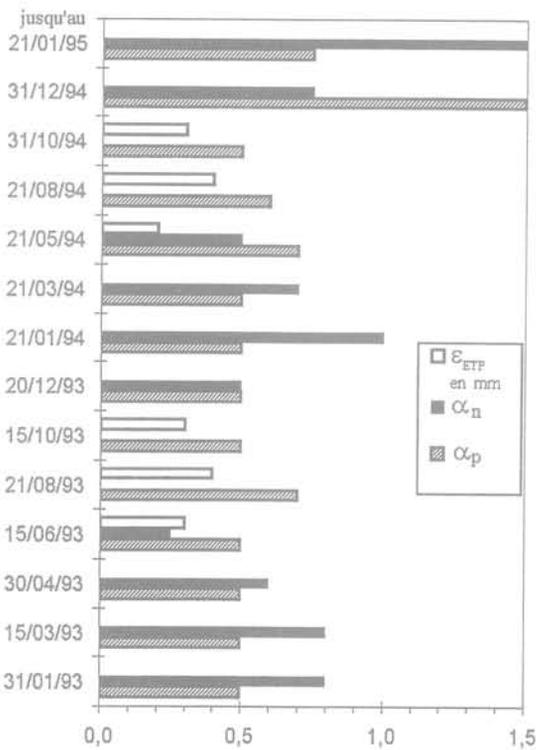


FIG. 11 Répartition par périodes des coefficients hydrologiques variables, depuis le 01/01/1993.
 Distribution by periods of the hydrological coefficients for strain gauge C2, starting from 1/01/1993.

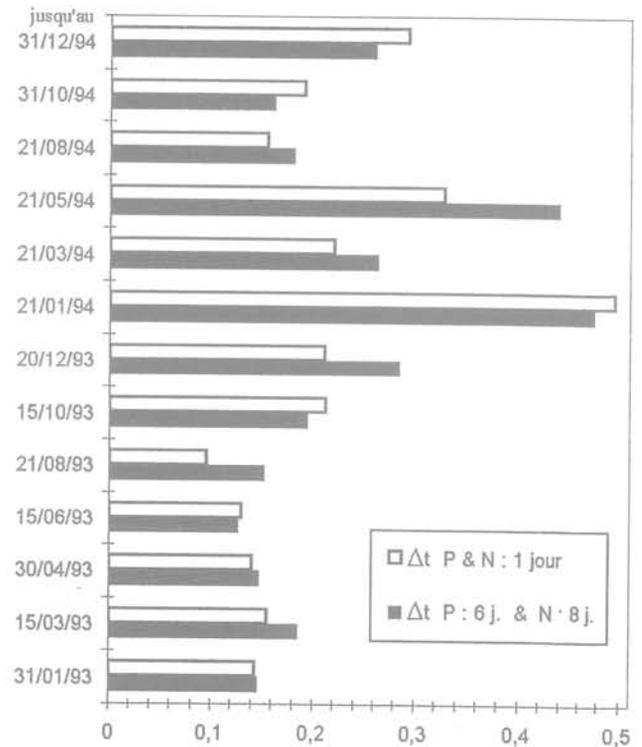


FIG. 12 Influence des décalages des temps d'infiltration sur la valeur de l'écart s_{EMQ}/V_{moy} entre le modèle et la vitesse mesurée (extensomètre C2, Séchillienne).
 Effect of offset of infiltration times on the s_{EMQ}/V_{moy} value between the model and the measured speed (strain gauge C2, Séchillienne).

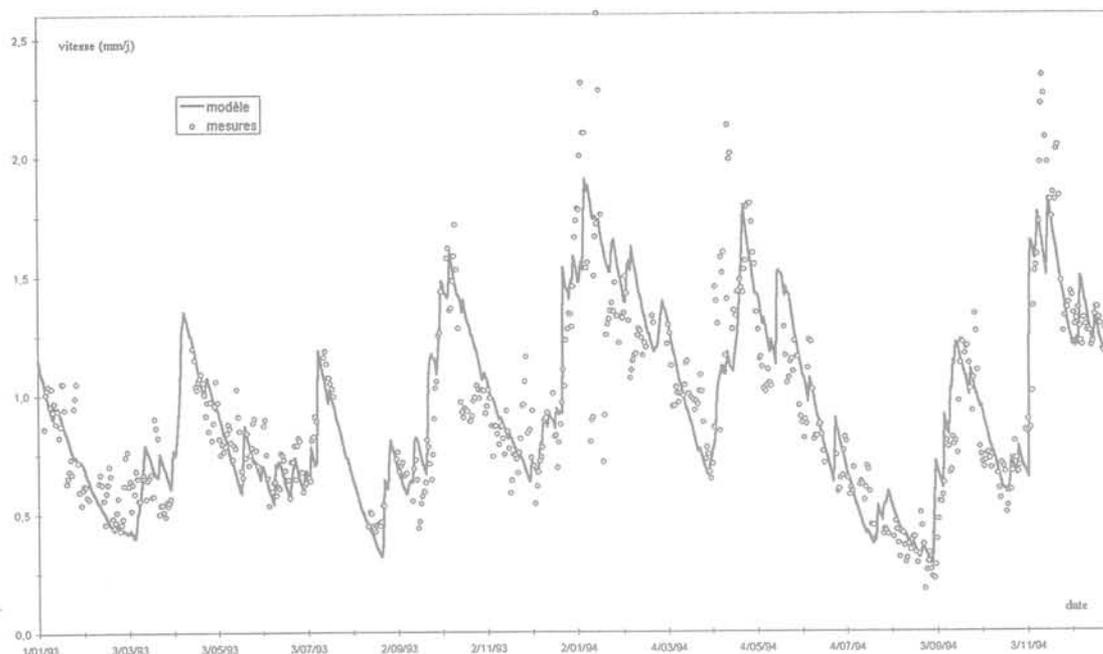


FIG. 13 Comparaison du modèle avec la vitesse mesurée (extensomètre C2, Séchillienne).
Comparison between the model and the measured speed (strain gauge C2, Séchillienne).

5

Application du modèle au glissement de Séchillienne

L'important glissement constitué de plus de 30 millions de mètres cubes de matériaux rocheux, situé au droit de la zone dite des ruines de Séchillienne (Isère), menacé l'axe routier Briançon-Grenoble et le lit de la Romanche, rivière à fort débit principalement au printemps et en automne. La similitude de l'implantation et l'effet comparable des apports en eau sur les évolutions de ce glissement [8] permettent de supposer qu'il suit une relation hydro-cinématique du même type que celle étudiée précédemment :

$$H_j = k_b \cdot H_{j-1} + \alpha_p P_{j-\Delta p} + \alpha_n N_{j-\Delta n} - \epsilon_{ETP}$$

$$V_j = V_{j-\Delta t} \cdot H_j / H_{j-\Delta t}$$

avec comme valeurs de calage, pour $\Delta t = 1$ jour :

$$k_b = e^{-\beta \Delta t} = e^{-0,027} = 0,973,$$

et les valeurs initiales :

$$H_0 = 95 \text{ mm et } V_0 = 1,20 \text{ mm/jour.}$$

Les déplacements étant faibles par rapport à la distance entre les points de fixation de l'extensomètre C2, les incertitudes sur la mesure sont plus importantes. Pour limiter les fluctuations dues aux conditions météorologiques et aux caractéristiques des matériels de mesures, les valeurs des vitesses déterminées à partir des relevés de capteurs extensométriques ont été lissées sur trois jours, comme pour les mesures de La Clapière.

En redimensionnant les coefficients en rapport avec les faibles vitesses mesurées (Fig. 11), on peut considérer, de manière générale, que le modèle hydro-cinématique est bien adapté à ce glissement. Contrairement au

versant de La Clapière, les décalages pour les infiltrations des pluies ou de la neige n'ont pas contribué à un meilleur ajustement entre le modèle et la mesure, dévalorisant son rôle prévisionnel.

Les valeurs plus élevées du critère s_{EMQ}/V_{moy} montrent les difficultés d'obtenir une bonne relation entre le modèle et la mesure (Fig. 12), du fait des fortes perturbations de la mesure elle-même et des valeurs élevées de la vitesse révélant de vives accélérations, notamment en octobre 1993, en janvier 1994, en avril puis en novembre 1994, suivies quelquefois par des ralentissements notables, en octobre 1993 et en janvier 1994 (Fig. 13).

Quelques explications ont pu être avancées concernant ces valeurs élevées de la vitesse pour les relevés hivernaux [9], comme la formation de bouchons de neige autour des câbles extensométriques, mais les pics de printemps et de l'automne 1994 n'ont apparemment pas de justification en termes hydrauliques. Comme le modèle va suivre de nouveau sa tendance régulière d'évolution après ces pics, l'analyse de ces événements particuliers n'a pas été poursuivie.

6

Conclusion

Grâce à ce modèle simple, l'influence des événements météorologiques sur la cinématique d'un des importants glissements à évolution continue, le glissement de La Clapière, a pu être déterminée de manière analytique. En intervenant principalement sur la valeur du coefficient d'infiltration des pluies en automne, puis sur celui de la fonte des neiges au printemps, avec une pondération estivale liée à l'évapo-transpiration, l'allure générale du mouvement est correctement éva-

luée. Les accélérations inhabituelles, toujours liées à des apports en eau exceptionnels, sont alors révélées par des dérives momentanées du modèle. Cet aspect temporaire des périodes cinématiquement instables montre que la tendance continue du mouvement est persistante sans qu'il y ait eu un changement des caractéristiques mécaniques du glissement. Cette remarque importante est validée par le calage du coefficient de décharge à une valeur fixe et confirmée par la relative périodicité saisonnière des valeurs des coefficients du pseudo-réservoir. Enfin, en introduisant un facteur constant on a pu retrouver les déplacements superficiels d'une autre partie du glissement, l'extension de l'étude à toutes les cibles du glissement devant, cependant, être effectuée pour confirmer cette constatation.

Du point de vue prévisionnel, les décalages d'une semaine pour la cible 34 et de 15 à 25 jours pour la

cible 10 pour l'action des apports en eau dans le modèle permettent une bonne anticipation des vitesses superficielles en ne se basant que sur les mesures des précipitations. Toute modification de l'évolution du glissement non conforme à la prévision du modèle peut alors constituer une situation d'alerte, généralement consécutive à de très mauvaises conditions météorologiques, comme ce fut le cas sur ce massif en automne 1993.

Malgré des différences notables concernant la constitution géologique du massif, ce modèle analytique suit relativement correctement les mouvements du glissement de Séchillienne. En effectuant des calages appropriés des paramètres hydrologiques saisonniers, cette procédure paraît donc s'appliquer assez simplement à d'autres sites instables, et pourquoi pas à des glissements de moindre ampleur s'ils sont équipés d'une instrumentation susceptible de délivrer des mesures régulièrement.

Bibliographie

1. Rat M. – The landslide at La Clapière. Monitoring and prediction of failure, *Felsbau*, vol 13, n° 6, 1995, p. 420-424.
2. Follacci J.-P., Serratrice J.-F., Rochet L. – Synthèse des connaissances et actualisation des risques, Laboratoire des Ponts et Chaussées, CETE Méditerranée, 1993.
3. Follacci J.-P. – Les mouvements de La Clapière à Saint-Étienne-de-Tinée, *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 150-151, 1987, p. 39-54.
4. Alfonsi P. – Analyse statistique des relevés de mesure de distances du glissement de La Clapière, JSI 94 des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 1994, p. 395-403.
5. Favre J.-L., Gervreau E., Durville J.-L. – Prévoir l'évolution des mouvements de terrain, *Revue Française de Géotechnique*, n° 59, 1992, p. 65-73.
6. Pouget P., Livet M. – Relations entre la pluviométrie, la piézométrie et les déplacements d'un versant instable. Coll. Études et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, LCPC, n° GT 57, 1994, p. 50-83.
7. Gervreau E. Étude et prévision de l'évolution des versants naturels en mouvement. Coll. Études et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, LCPC, 1991, n° GT 47.
8. Antoine P., Camporota P., Giraud A., Rochet L. – La menace d'écroulement aux ruines de Séchillienne (Isère), *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 150-151, 1987, p. 55-64.
9. Nicot F. – Les ruines de Séchillienne, relation entre les données météorologiques et l'instabilité de versant. Laboratoire des Ponts et Chaussées, CETE Lyon, 1994.

Auscultation du glissement du versant ouest de la montagne Les Piniès dans la Drôme (France)

F. GIRAULT

BRGM
BP 6009
45060 Orléans Cedex 2

Résumé

Différentes méthodes d'auscultation, certaines expérimentales, ont été mises en œuvre pour suivre l'évolution du glissement du versant ouest de la montagne des Piniès, dans la Drôme (France). Une carte du champ des déformations superficielles du site et une description de l'évolution du glissement ont été obtenues par la comparaison d'ortho-images et modèles numériques de terrain (MNT) à très haute définition et par l'exploitation de systèmes de localisation par satellite. Les mesures, qui permettent de mieux décrire les phénomènes qui se déroulent dans ce versant, sont validées par un suivi topométrique classique.

Remote sensing and monitoring of the « Les Piniès » landslide (Drôme, France)

Abstract

Monitoring methods, some of them being experimental, have been used to assess the « Les Piniès » landslide (Drôme, France). A description of its evolution has been provided by satellite localisation systems, and by the comparison of high resolution Digital Elevation Models (DEMs) and ortho-images. A map of the superficial deformation field has been computed. Measurements are validated by a traditional topometric survey.

Introduction

Cadre

Le mouvement de terrain dont il est question ici a été présenté lors des journées thématiques de l'INSA à Toulouse (A.M. Malatrait, 1995), et dans le numéro 75 de la *Revue Française de Géotechnique* (A.M. Malatrait, 1996). Il s'agit du glissement du versant ouest de la montagne des Piniès (Fig. 1), dans la commune de Boulc-en-Diois (Drôme), dont les principales caractéristiques ne seront rappelées ici que brièvement. Le lecteur qui le souhaite pourra se reporter à l'article précédant dont la toponymie a été conservée. Rappelons seulement que, depuis 1977, un panneau calcaire de plus de 5 millions de m³ se détache en se disloquant de la montagne des Piniès (zone supérieure) et que d'importantes coulées de boue se produisent dans le fossé de Terre-Rouge Mondorès (zone médiane). Ces coulées constituent, dans la partie amont du vallon de Bonneval, un important cône d'épandage (zone inférieure).

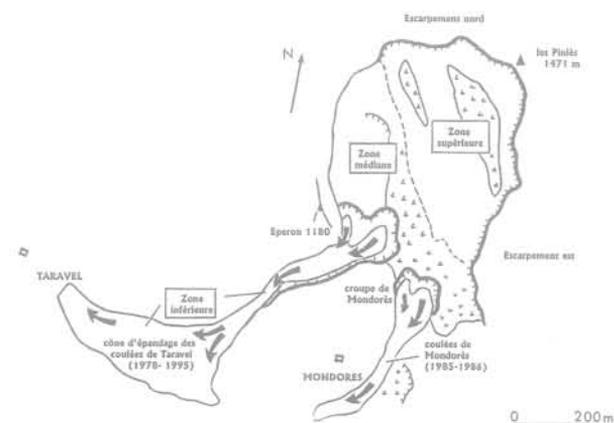


FIG. 1 Le glissement du versant ouest de la montagne des Piniès ; haut : ortho-image de 1993, bas : carte interprétative (d'après A.-M. Malatrait, 1992, modifié). « Les Piniès » landslide : up : 1993 ortho-image, down : interpretative map (after A.M. Malatrait (1992), modified).

Objectifs

L'ampleur et la diversité des phénomènes, très actifs, qui se déroulent dans ce versant en font un site idéal pour l'expérimentation de nouvelles méthodes d'auscultation. Dans le cadre de ses travaux de recherches, le BRGM, pour tenter de décrire l'évolution de ce site et d'en appréhender la dynamique, a effectué un suivi topométrique de ce glissement et mis en œuvre deux systèmes de positionnement par satellite : GPS (*Global Positioning System*) et DORIS (*Doppler Orbitography and Radiopositioning Integrated by Satellite*). Un examen comparatif d'images ortho-rectifiées et de modèles numériques de terrain (MNT) à mailles fines a également été réalisé, selon une méthode expérimentée avec succès sur 2 autres sites (Girault et Fleury, 1994, Girault, Goguel et Asté, 1995). Ces trois approches, à travers des données et des informations complémentaires, offrent une image plus complète de l'évolution du glissement.

Méthodes d'auscultation

Suivi topométrique par visées optiques

(27 janvier 1992-28 juin 1993)

Principe

Un suivi topométrique par visées optiques (mesures des distances séparant un point de référence fixe de micro-réflecteurs) a été réalisé par l'IGN entre janvier 1992 et juin 1993 dans les zones médiane et supérieure.

Résultats

Des vitesses moyennes et la direction de glissement du compartiment détaché de la montagne des Piniès ont été déterminées. Il apparaît que l'ensemble des cibles se déplace de façon homogène vers le SW (direction moyenne N 225). Une forte accélération du glissement a été décelée entre mai 1992 et juin 1993 :

- du 27 janvier au 20 mai 1992 $v = 4,5$ mm/jour (1,6 m/an) ;
- du 20 mai au 12 août 1992 $v = 6$ mm/jour (2,2 m/an) ;
- du 12 août au 28 juin 1993 $v = 9,5$ mm/jour (3,5 m/an).

Ces déplacements se sont accompagnés de la dislocation progressive des masses calcaires affaissées.

Auscultation GPS (11 juin-15 novembre 1993)

Méthode

Le dispositif mis en place par l'IGN (réseau de micro-prismes réflecteurs) a été complété à partir de juin 1993

avec 13 repères identifiables sur des clichés aériens. Ces repères ont été disposés dans la zone médiane et leur position déterminée par GPS. Cette extension du réseau avait un objectif multiple : élargir le dispositif de suivi, servir de base à une stéréopréparation pour l'exploitation photogrammétrique de vues aériennes, et étalonner les déformations que des traitements numériques de ces clichés allaient mettre en évidence.

2.2.2

Résultats

Les mesures GPS réalisées par la société Sintégra montrent :

- un net ralentissement du glissement entre juin et novembre 1993 :

$$2,2 \leq v \leq 3,3 \text{ mm/j, soit } 0,8 \text{ à } 1,6 \text{ m/an ;}$$

- une accélération de novembre 1993 à mars 1994 :

$$6,4 \leq v \leq 12,2 \text{ mm/j, ou } 2,3 \text{ à } 4,5 \text{ m/an ;}$$

- un ralentissement entre mars et avril 1994, avec des valeurs comparables à celles mesurées entre juin et novembre (1993) :

$$2,8 \leq v \leq 4,1 \text{ mm/j, soit de } 1 \text{ à } 1,5 \text{ m/an.}$$

Le mouvement général s'effectue vers le SW (direction N 200 à N 225). Les variations des vitesses de déplacement correspondent à celles mesurées par visées optiques.

Les mesures GPS, comme l'auscultation topométrique, révèle une grande variabilité de la cinématique du glissement, certainement en partie liée aux conditions pluviométriques. Deux importantes crises (mai-août 1992 et novembre 1993-mars 1994) caractérisées par des vitesses très élevées, sont mises en évidence.

Il est probable que le glissement du panneau calcaire soit un mouvement continu : les mesures obtenues entre janvier 1992 et avril 1994 suggèrent qu'un mouvement de fond s'est produit à une vitesse comprise entre 1 et 1,5 m/an.

A cette époque, une extension des désordres au sud de la croupe de Mondorès a été observée.

2.3

Exploitation des MNT et des ortho-images

2.3.1

Principe

La méthode est basée sur la comparaison de MNT et d'images ortho-rectifiées, numériques, issus d'une analyse photogrammétrique des clichés aériens de 1972 (échelle 1/30 000), 1991 et 1993 (échelle 1/8 000). Les ortho-images ont une résolution planimétrique de 0,50 m x 0,50 m, les MNT de 1 m x 1 m. L'incertitude sur le calage altimétrique de points de référence au sol est de 3 m. Les différences observées entre les MNT révèlent la composante verticale du champ des déformations superficielles du versant. La comparaison de couples (MNT, ortho-image) permet de déterminer la position de points remarquables, identifiés sur les clichés aux différentes dates ; les vecteurs de déplacement qui peuvent alors être définis montrent l'amplitude et la direction des mouvements de surface.

2.3.2

Résultats

• Évolution de la zone médiane

Les différences entre les MNT (Fig. 2 et 3) révèlent :

- un net creusement de la zone médiane avec un volume déficitaire d'environ 300 000 m³ entre 1972 et 1991, et de près de 45 000 m³ entre 1991 et 1993 ;

- un soulèvement important (de plusieurs mètres) de la croupe de Mondorès. Cette croupe présente, sur le terrain, de nombreuses crevasses, des arrachements et des affaissements qui témoignent d'une désorganisation avancée ;

- l'existence d'une zone de compression, orientée sensiblement N-S, parallèle au fossé de Terre-Rouge Mondorès ;

- des mouvements ascendants à l'extrémité sud de cette zone, contre la croupe de Mondorès, confirmés par ailleurs par GPS.

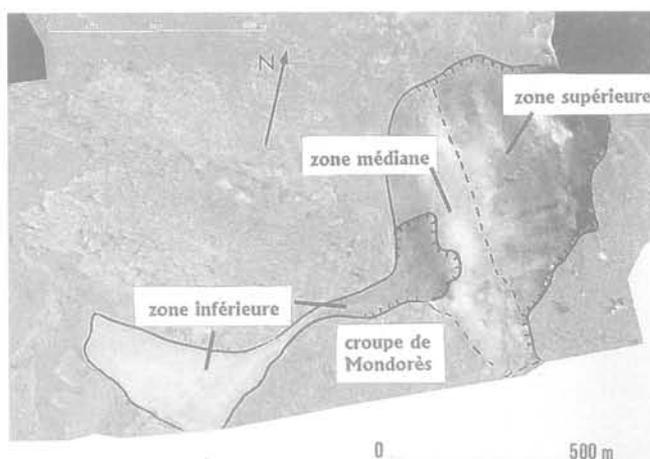


FIG. 2 Image des variations altimétriques entre les MNT de 1972 et 1993 (haut) et de 1991 et 1993 (bas) ; expression graphique : gris clair : élévation, gris foncé : abaissement de la surface topographique. Substraction of DEM images [1972 and 1993 (top) ; 1991 and 1993 (bottom)] graphic expression : light grey : uplift, dark grey : subsidence.

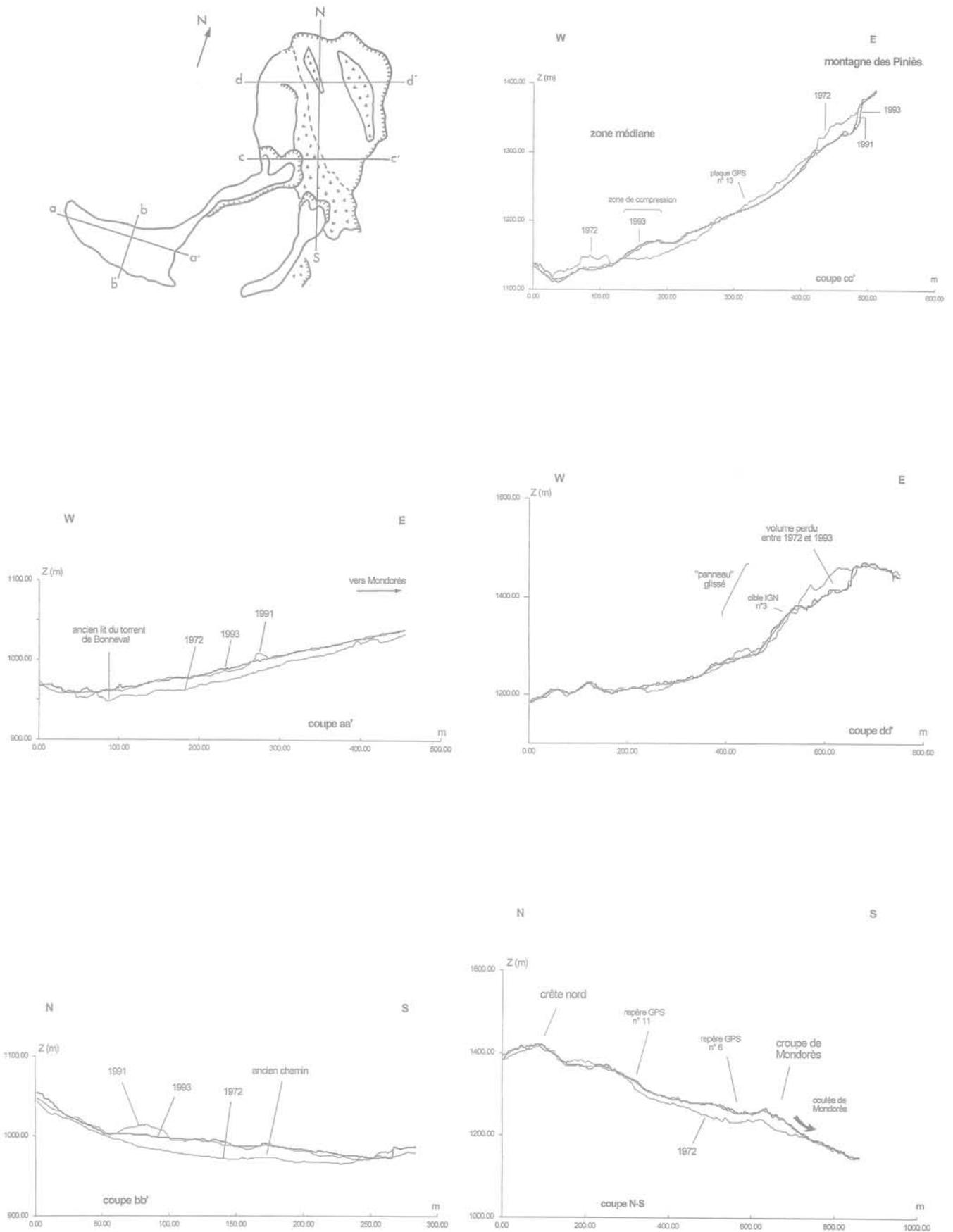


FIG. 3 Profils comparatifs réalisés à partir des MNT et schéma de localisation.
Comparative cross sections, extracted from the DEMs.

• Évolution de la zone inférieure

Des profils topographiques comparatifs réalisés à partir des MNT (Fig. 3) représentent l'évolution du cône d'accumulation des coulées de Taravel et celle des zones médiane et supérieure. Une évaluation quantitative du volume de ce cône a été effectuée. Elle révèle un engraissement d'environ $815\,000\text{ m}^3$, un volume calculé proche de celui, déficitaire, du fossé qui sépare la montagne des Piniès du compartiment qui s'en détache ($829\,000\text{ m}^3$ environ). L'épaisseur moyenne du cône est donc de 11 m ; elle peut atteindre, localement, 20 m.

• Le mouvement de points singuliers identifiés sur les clichés

Il s'agit de points facilement repérables (pointements rocheux, blocs, ressauts, etc.) identifiés à la fois sur les clichés de 1991 et de 1993. Les bouleversements antérieurs n'ont pas permis de reconnaître formellement de tels points entre 1972 et 1991.



FIG. 4 Image des mouvements plans (x 20) dans les zones médiane et supérieure (en direction du SW, ou du sud) déterminés par les différentes méthodes

- micro-réflecteurs IGN (auscultation topométrique, 27/01/92 à 28/06/93)
- plaques GPS (11/06/93 à 15/11/93)
- points naturels remarquables identifiés sur les ortho-images du 14/12/1991 et du 15/07/1993.

Horizontal component of movements (x 20) toward the SW and S, in intermediate and upper zones, according to the different methods

- microreflectors of IGN (topometric auscultation)
- GPS targets
- natural, remarkable spots of 1991 and 1993 ortho-images.

Sur la figure 4 ont été reportés, outre les déplacements des réflecteurs IGN et des repères GPS, ceux de 28 points singuliers. Le déplacement vers le SW des masses supérieures affaissées et des matériaux de surface de la zone médiane est clairement représenté. Ceux-ci sont déviés à l'aval par l'éperon 1180. Il apparaît nettement que le mouvement, qui affecte des terrains mal connus, est complètement généralisé.

2.4

Expérimentation DORIS

2.4.1

Principe

Le BRGM et la société CLS (*Collecte Localisation Satellite*) ont testé le système de localisation par satellite DORIS (*Doppler Orbitography and Radiopositioning Integrated by Satellite*). Ce système permet de connaître avec une grande précision les paramètres orbitaux des satellites à bord desquels il est embarqué (Spot, Topeix-Poseidon). En retour, les coordonnées de stations radio émettrices sont calculées avec la même précision (10 cm en coordonnées absolues, 3 cm en coordonnées relatives). L'intérêt de la méthode, outre sa précision, réside dans la fréquence des mesures de positionnement : les balises sont « interrogées » chaque fois que le satellite est en vue du site : en moyenne 3 fois par jour à la latitude de Boulc. Le calcul des coordonnées est effectué et affiné au cours du temps par une moyenne glissante sur des périodes de mesures de plusieurs jours (2 à 5 dans le cas de cette expérimentation, 10 à 15, voire plus, si la précision souhaitée est plus grande).

Afin de tester ce système, deux prototypes de balises de radio-positionnement ont été installés dans la zone médiane (balise A) et dans la zone inférieure (balise B, située dans la partie supérieure du cône d'accumulation des coulées). Pour éviter leur éventuel enfoncement dans les terrains meubles, les deux prototypes reposaient sur une structure flottante (socle) en contre-plaqué. Afin de valider la méthode et la fiabilité des données, l'IGN avait intégré ces balises dans son réseau de surveillance topométrique. Les mesures ont été réalisées entre juillet et août 1992.

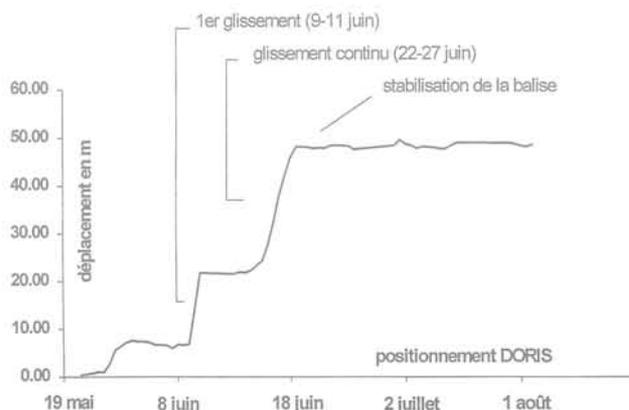


FIG. 5 Mesure du déplacement d'une balise radio-émettrice par le système DORIS. Measurements of a beacon's motion using the DORIS system.

Résultats

Au cours de l'expérimentation, la balise A, implantée au-dessus de la zone d'alimentation des coulées, a présenté d'importantes oscillations, sans déplacement, qui témoignent de l'activité intense de cette zone. Pour mieux comprendre la dynamique de cette activité et la corrélérer avec l'émission possible de coulées boueuses, il aurait été intéressant de disposer de données météorologiques et d'observations plus fréquentes du terrain. Il n'a pas été possible de les réaliser à cette époque. Les balises actuelles, miniaturisées, plus perfectionnées, sont capables de transmettre des données de pluviométrie.

La balise B, emportée par une coulée de boue, a été déplacée sur plusieurs dizaines de mètres. Ses déplacements successifs ont été mesurés (Fig. 5) et son mouvement cartographié.

A l'issue de l'expérimentation, les deux stations ont été récupérées en bon état. L'incertitude sur les mesures, de l'ordre de la dizaine de centimètres en coordonnées absolues, montre que le système DORIS est adapté à l'analyse et au suivi tridimensionnel de déformations rapides et importantes au sein de versants instables.

3

Conclusions et perspectives

Les auscultations réalisées entre 1992 et 1993 sur ce glissement de grande ampleur, au moyen de techniques traditionnelles (topométrie par visées optiques) ou récentes (positionnement GPS, localisation DORIS) permettent de mieux connaître son activité et son évolution. Les diverses données mettent en évidence l'évolution de la zone médiane et l'affaissement du panneau détaché de la montagne des Piniès.

Les suivis topométriques et GPS montrent la variabilité, dans le temps, des vitesses de déplacement.

La comparaison des images numériques de 1991 et 1993 fournit des informations qualitatives et quantitatives sur l'ensemble du glissement, et permet, avec une résolution de 1 m² :

- de cartographier dans sa continuité spatiale le champ des déformations superficielles ;
- d'extraire et de comparer de nombreux profils topographiques ;
- d'identifier en tout point des vecteurs de déplacement.

Il n'a toutefois pas été possible d'étalonner les déformations mises en évidence par la comparaison de MNT. Les plus petites d'entre elles paraissent être de l'ordre de la dizaine ou de quelques dizaines de centimètres. Les mesures GPS, complétant les observations de terrain, confirment le soulèvement, détecté sur les images numériques, de la zone comprimée près de la croupe de Mondorès. Les vecteurs de déplacement prouvent enfin que le glissement est généralisé et qu'il se produit vers le SW.

Les balises DORIS ont révélé une activité intense de la zone médiane, difficile à mesurer par ailleurs. Cette expérimentation laisse entrevoir de nouvelles possibilités pour assurer le suivi de l'évolution de versants instables ou pour mesurer pratiquement en continu des déformations importantes et rapides. Des positionnements plus précis, de l'ordre de quelques centimètres, sont obtenus en coordonnées relatives (par rapport à une balise fixe située à proximité du site). La continuité des mesures permet de rechercher d'éventuels liens entre l'activité d'un glissement et les conditions pluviométriques.

Remerciements

Cet article est la publication scientifique n° 96001 du BRGM ; il a été réalisé dans le cadre d'un projet financé sur crédits de recherches du BRGM auquel a participé, dans le cadre d'un projet de Recherche en Partenariat Industriel, la Société CLS.

Bibliographie

Girault F., Goguel B., Asté J.-P. - Le glissement du Friolin, en Savoie : mesures par imagerie numérique, *Revue Française de Géotechnique*, n° 73, p. 73-79, 1995.
 Girault F., Fleury B. - Photogrammetry and digital imagery: application to measuring and defining deformations in unstable slopes, *Proceedings of the 1st International Airborne Remote Sensing*

Conference and Exhibition (Strasbourg, France, vol. III, p. 198-204, 1994).
 Girault F. - Auscultation de versants instables par imagerie numérique ; thèse Ing. CNAM, Paris, 193 p, 1992.
 Malatrait A.-M., Sabatier F. - Le glissement de la montagne des Piniès à l'origine des coulées de Boulc-en-Diois (Drôme). Évolution et mécanismes. *Revue Fran-*

çaise de Géotechnique n° 75, p. 45-53, 1996.
 Malatrait A.-M. - Le glissement de la montagne des Piniès à l'origine des coulées de Boulc-en-Diois (Drôme), journées thématiques du 22/03/95. Glissements de terrain et grands remblais, INSA de Toulouse, 6 p., 1995.

Réponse dynamique des sols : essais aux barres de Hopkinson

J.-F. SEMBLAT

Laboratoire Central des
Ponts et Chaussées

G. GARY, M.-P. LUONG

Laboratoire de Mécanique
des Solides,
École Polytechnique

Résumé

L'analyse de la réponse dynamique d'un matériau aux barres de Hopkinson permet d'appréhender directement son comportement dynamique mais également de contrôler les phénomènes de propagation mis en jeu. La conception d'un **dispositif original à trois barres de Hopkinson** autorise la détermination du trajet de chargement tridimensionnel sur des chemins oedométriques. L'influence considérable du trajet de chargement sur la réponse dynamique est démontrée à l'aide de plusieurs types d'essais (confinement rigide, semi-rigide, souple). Une analyse granulométrique approfondie élucide quelques aspects phénoménologiques de la comminution (diamètre moyen, énergie de rupture).

Dynamic response of soils using Split Hopkinson Pressure Bar method

Abstract

Split Hopkinson Pressure Bar method is particularly efficient to approach materials behaviour at high strain rates. A special device called **Three-Dimensional Split Hopkinson Pressure Bar (3D-SHPB)**, using a radial bar in contact with the specimen through a confining cylinder, allows measurement of radial stress with time. It is then possible to study the different loading paths in terms of mean stress and deviatoric stress. The comparison of the different experiments performed (confining cylinder, confining pressure...) shows a strong influence of the loading path on the dynamic response. At grain size scale, several investigations have been made to evaluate the evolution of grain size distribution after testing. Experimental results show that the *3D-Split Hopkinson Pressure Bar* is a very promising tool for laboratory dynamic testing on soils.

Dynamique des sols

Domaines d'application

De nombreux problèmes pratiques sont concernés par la sollicitation dynamique des sols : le battage de pieux, le compactage dynamique, le compactage vibratoire, l'isolation vibratoire, le génie parasismique... Ces champs d'application pratiques, ainsi que les méthodes d'analyse associées, couvrent des gammes de fréquence, d'amplitude de déformation très variées. La figure 1 propose une classification de différents types de problèmes et d'essais en fonction de la fréquence, de l'amplitude de déformation et du rapport entre longueur d'onde mise en jeu et taille du domaine (ou de l'échantillon). Si ce rapport λ/λ_{ref} est faible, les phénomènes de propagation sont prépondérants (voir Fig. 1), dans le cas contraire ils peuvent être négligés et le comportement « dynamique » du matériau peut être appréhendé directement.

La zone de transition entre ces deux approches correspond au domaine de l'analyse modale pour lequel la longueur d'onde et la taille du domaine (ou de l'échantillon) sont du même ordre. Les essais à la colonne résonnante sont situés dans cette zone frontière entre étude de la propagation d'ondes et analyse du comportement (Fig. 1).

Essais dynamiques

Dans les essais aux barres de Hopkinson, les phénomènes de propagation sont bien contrôlés. J. Meunier en France (1974), C.W. Felice (1985, 1987, 1991) et

G.E. Veyera (1995) aux États-Unis, S. Shibusawa au Japon (1992) et A.M. Bragov en Russie (1994) ont réalisé des essais aux barres de Hopkinson pour déterminer la réponse de sols sous grande vitesse de déformation. Cette méthode est très intéressante car elle donne une mesure fiable des déplacements et des forces aux deux extrémités de l'échantillon. Cependant, la réalisation de tels essais sur les sols pose des difficultés particulières. Comme les caractéristiques mécaniques des sols sont généralement médiocres, il est nécessaire d'adapter le dispositif classique à ce matériau particulier. J. Meunier a, par exemple, utilisé des barres en nylon et C.W. Felice a réalisé des essais œdométriques en confinant l'échantillon dans un cylindre rigide.

Les caractéristiques des essais réalisés par l'ensemble de ces auteurs sont regroupées dans le tableau I. Dans les années 50 et 60, quelques précurseurs ont tenté d'appréhender le comportement dynamique des sols sous grande vitesse de déformation. Toutefois les dispositifs expérimentaux utilisés ne permettaient généralement pas de bien contrôler les phénomènes de propagation mis en jeu.

Comme indiqué dans le tableau I, des travaux beaucoup plus récents se sont intéressés à la réponse de différents types de sols sous grandes vitesses de déformation. C'est Meunier (1974) qui a relancé, dans les années 70, l'intérêt de tels travaux en élaborant un dispositif expérimental mieux adapté au cas des sols. Mais ce n'est qu'à partir du milieu des années 80 que des équipes de diverses origines ont étudié de façon approfondie la réponse dynamique des sols. Les dispositifs expérimentaux sont tous de type Hopkinson (à une seule barre pour Shibusawa (1992)). Les dimensions des barres, des échantillons et les méthodes de confinement utilisées sont variées : cylindre de confinement, pression de confinement (voir tableau I). Les résultats de l'approche proposée dans cet article seront confrontés à ceux obtenus par les auteurs cités dans le tableau I.

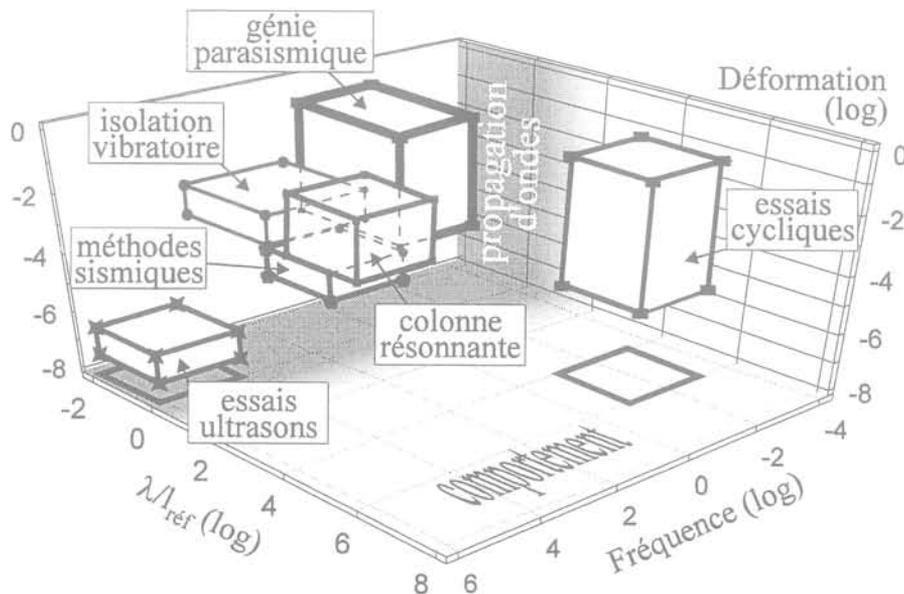


FIG. 1 Classification de différents types d'essais dynamiques sur les sols.
Classification of different types of dynamic tests on soils.

TABEAU 1 Différents essais dynamiques de type Hopkinson sur les sols.
Different Hopkinson type dynamic tests on soils.

Auteurs	Type de sol	Dimensions échantillon	Impacteur & barres	Durée du chargement	Type de confinement
Meunier (1974)	argile	$l = 2 \text{ à } 15 \text{ mm}$ $\Phi = 36 \text{ mm}$	$l_{imp} = 0,15 \text{ m}$ nylon $\Phi = 36 \text{ mm}$	$500 \mu\text{s}$	pression air
Felice (1985, 91)	sable argileux et alluvions	$l = 13/25 \text{ mm}$ $\Phi = 60,9 \text{ mm}$	$l_{imp} = 0,25 \text{ m}$ métallique $\Phi = 60,9 \text{ mm}$	$125 \mu\text{s}$	cylindre épais
Bragov (1994)	plastiline (\leftrightarrow argile)	$l = 15 \text{ mm}$ $\Phi = 20 \text{ mm}$	$l_{imp} = 0,25 \text{ m}$ métallique $\Phi = 20 \text{ mm}$	$200 \mu\text{s}$	cylindre fin ép. = 10 mm mesure de ϵ_r
Veyera (1995)	sable sec ou saturé	$l = 6,3/12,7 \text{ mm}$ $\Phi = 50,8 \text{ mm}$	$l_{imp} = 0,65 \text{ mm}$ métallique $\Phi = 50,8 \text{ mm}$	$257 \mu\text{s}$	cylindre épais : ép. = 25 mm
Shibusawa (1992)	Silt + argile + sable	$l = 50/100 \text{ mm}$ $\Phi = 50 \text{ mm}$	$l_{imp} = 0,25 \text{ m}$ métallique $\Phi = 25 \text{ mm}$	$80 \mu\text{s}$	aucun
Semblat, Luong, Gary (1995)	sable sec	$l = 10, 15, 20, 25$ et 30 mm $\Phi = 40 \text{ mm}$	$l_{imp} = 0,85 \text{ m}$ et $0,5 \text{ m}$ métallique et PMMA $\Phi = 40 \text{ mm}$	$350 \mu\text{s}$	cylindre épais pression air pression huile

2

Le banc dynamique à barres de Hopkinson « classique »

2.1

Dispositif expérimental

Les bancs dynamiques utilisés habituellement sont composés de deux barres axiales (une barre « incidente » et une barre « transmise ») et d'un impacteur projeté sur la barre incidente à l'aide d'un canon à air comprimé. La figure 2 donne un schéma de ce dispositif « classique ». Il était composé à l'origine d'une seule barre et a été modifiée par Kolsky pour réaliser

des mesures indirectes sur les deux faces de l'échantillon.

Comme indiqué sur la figure 2, le choc entre l'impacteur et la barre incidente donne naissance à un créneau constitué d'une onde de chargement et d'une onde de détente. Les ondes générées sont des ondes de compression quasiment pures car la flexion des barres est limitée par des guides répartis sur toute leur longueur. L'extrémité de la barre transmise est munie d'un dispositif d'absorption d'énergie (de type « nid d'abeille »).

Les mesures réalisées sur les barres par des jauges donnent les valeurs des déformations *incidente* (ϵ_{inc}), *réfléchie* (ϵ_{ref}) et *transmise* (ϵ_{tra}) (Fig. 2). D'après ces mesures, il est possible de déterminer les forces et les déplacements en tout point des barres (et en particulier aux interfaces barre-échantillon) et à tout instant.

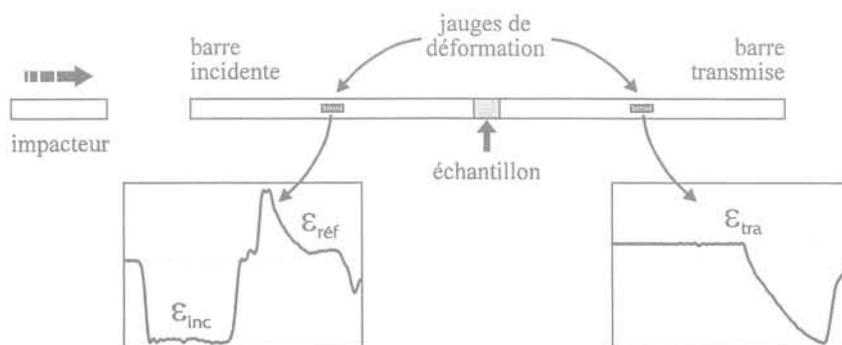


FIG. 2 Banc dynamique à barres de Hopkinson : dispositif « classique ».
« Classical » Hopkinson dynamic testing device.

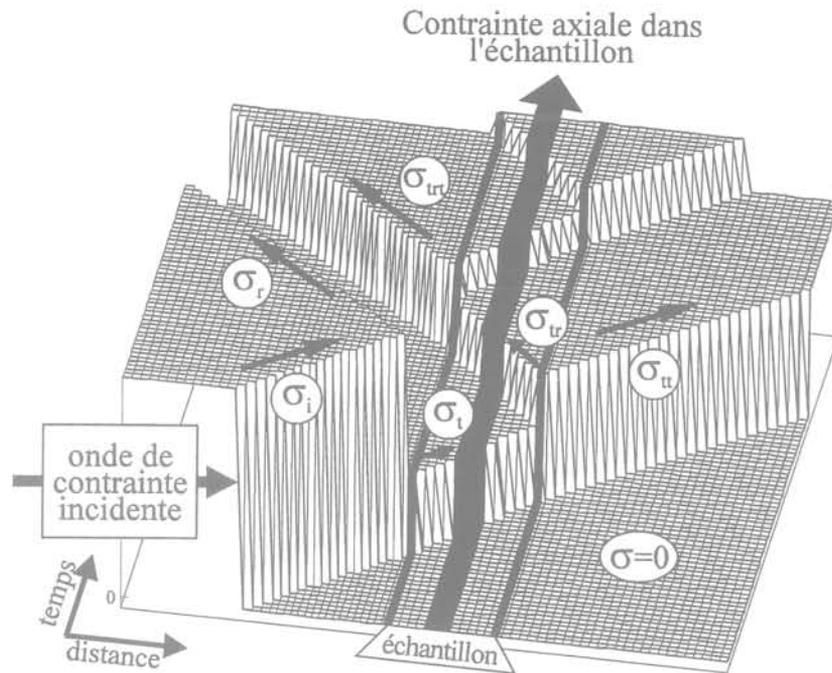


FIG. 3 Propagation de l'onde de contrainte à travers les deux interfaces barre-échantillon.
Propagation of the stress wave through both bar-specimen interfaces.

2.2

Onde de contrainte dans l'échantillon

2.2.1

Contrainte axiale dans l'échantillon

La propagation de l'onde de contrainte dans les barres et aux interfaces barre-échantillon sont un aspect fondamental des essais dynamiques aux barres de Hopkinson. Aux deux interfaces barre-échantillon, de multiples réflexions et transmissions d'onde apparaissent. Elles sont gouvernées par les paramètres mécaniques des barres et de l'échantillon. En supposant l'échantillon parfaitement élastique, il est possible de décrire simplement chaque étape de réflexion-transmission. Comme indiqué à la figure 3, les différentes étapes sont les suivantes :

- l'onde de contrainte incidente σ_i (compression) est partiellement réfléchi à la première interface. Comme le module de l'échantillon est plus faible que celui des barres, apparaissent à la fois une onde de contrainte réfléchi σ_r (traction) et une onde de contrainte transmise σ_t (compression);

- sur la deuxième interface, le même processus de réflexion-transmission intervient et crée deux ondes de compression σ_{tr} (transmise) et σ_{tr} (réfléchi).

Le schéma de la figure 3 donne les variations de la contrainte axiale en fonction du temps et de la position. Il montre clairement que la contrainte axiale dans l'échantillon augmente progressivement. A chaque étape de réflexion-transmission, la contrainte axiale augmente et après plusieurs étapes sa valeur devient très proche de celle de l'onde de contrainte incidente. Cette phase de l'essai est appelée « phase transitoire »; les phénomènes de propagation y sont prépondérants.

Progressivement, la contrainte axiale devient uniforme dans l'échantillon.

2.2.2

Les deux phases expérimentales

Deux phases différentes peuvent généralement être distinguées dans les essais dynamiques aux barres de Hopkinson (voir Fig. 4) :

- une *phase transitoire*. Les premières réflexions et transmissions de l'onde de chargement conduisent à un état de contrainte inhomogène. Les phénomènes de propagation sont largement prépondérants et cette étape est appelée phase transitoire de l'essai. La force

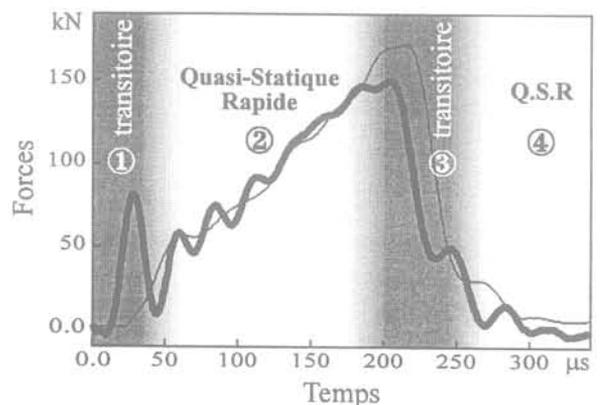


FIG. 4 Forces sur les deux faces de l'échantillon montrant les deux phases de chargement (resp. décharge).
Forces at both faces of the specimen showing both loading phases (resp. unloading).

incidente (trait épais) est bien supérieure à la force transmise (trait fin, voir Fig. 4).

- *une phase quasi statique rapide.* Après plusieurs réflexions et transmissions de l'onde de chargement aux deux interfaces, l'échantillon atteint un état d'équilibre de contrainte. Cette étape est appelée la phase « quasi statique rapide » de l'essai : la contrainte axiale est homogène dans tout l'échantillon (voir Fig. 4), les forces incidente et transmise sont égales.

Comme indiqué à la figure 4, une *phase transitoire* apparaît aussi bien en charge qu'en décharge (phases numéros (1) et (3)). Le domaine d'utilisation des essais aux barres de Hopkinson est la *phase quasi statique rapide* (notée (2) et (4) sur la figure 4). Il existe deux phases d'équilibre de l'échantillon : en charge et en décharge. Des méthodes d'analyse récentes permettent d'exploiter la phase transitoire des essais aux barres de Hopkinson (Rota, 1994).

2.3

Détermination des paramètres mécaniques

Dans les barres, les grandeurs liées au comportement et à la propagation d'onde s'expriment de façon assez simple. Après correction des phénomènes de dispersion (Gary, 1992), l'hypothèse de propagation unidimensionnelle est parfaitement justifiée. Les mesures réalisées sur les barres sont ramenées aux interfaces barre-échantillon afin de déterminer les forces et les déplacements à ces interfaces. Les expressions de la contrainte et de la déformation axiales sont données de la manière suivante :

$$\begin{aligned} \sigma_{ax} &= \rho \cdot C_0 \cdot v \\ \varepsilon_{ax} &= \frac{v}{C_0} \end{aligned} \quad (1)$$

Ces expressions sont valables pour n'importe quel milieu de propagation. Pour des barres parfaitement élastiques, l'expression (1) s'écrit :

$$\sigma_{ax} = \rho \cdot C_0^2 \cdot \varepsilon_{ax}$$

Les déformations étant mesurées sur les barres, la contrainte axiale σ_{ax} dans l'échantillon est déterminée d'après les déformations incidente, réfléchie et transmise d'après l'expression suivante :

$$\sigma_{ax} = \frac{S_b \cdot E}{2S_{éch}} \cdot [\varepsilon_{inc}(t) + \varepsilon_{réf}(t) + \varepsilon_{tra}(t)] \quad (2)$$

où S_b est la section des barres et $S_{éch}$ la section de l'échantillon.

L'expression (2) est uniquement valable pour la phase *quasi statique rapide* de l'essai. Elle est calculée d'après les forces aux deux interfaces : c'est une bonne hypothèse si les deux forces sont proches (équilibre).

3

L'« essai à trois barres » de Hopkinson

3.1

Dispositif expérimental

Pour appliquer une sollicitation dynamique aux sols, il est nécessaire de mesurer (ou contrôler) les contraintes axiale et radiale. La réponse dynamique du matériau peut alors être analysée d'après les chemins de contrainte tridimensionnels. Dans cette étude, des essais œdométriques dynamiques utilisant un cylindre de confinement rigide sont réalisés à l'aide d'un dispositif expérimental spécial : le *banc dynamique à trois barres de Hopkinson*. L'utilisation d'un cylindre de confinement rigide empêche les déformations radiales, mais il est alors nécessaire d'estimer la contrainte radiale. Une barre radiale, mise en contact avec l'échantillon à travers le cylindre de confinement, autorise la mesure de la contrainte radiale en fonction du temps (Semblat, 1995-a). La figure 5 donne un schéma du *banc dynamique à trois barres de Hopkinson*.

Le dispositif spécial représenté à la figure 5 comporte trois barres de type Hopkinson :

- 2 barres axiales pour mesurer les forces et les déplacements sur les deux faces de l'échantillon (comme dans le dispositif classique) ;
- 1 barre radiale pour évaluer la contrainte radiale pendant l'essai.

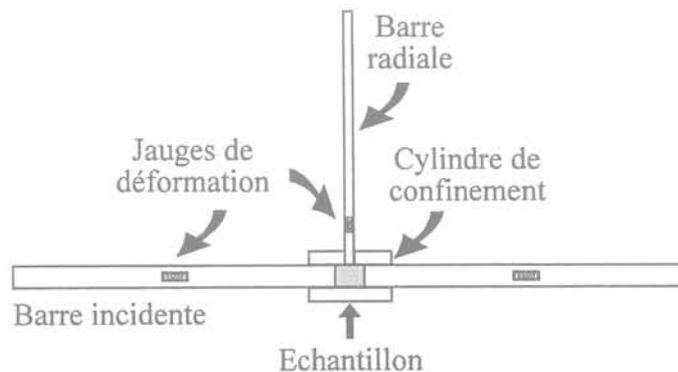


FIG. 5 Dispositif à trois barres de Hopkinson.
Three dimensional Split Hopkinson Pressure Bar.

Essais sous confinement rigide (œdométriques dynamiques)

3.2.1

Contrainte et déformation axiales

Le procédé de préparation des échantillons permet d'avoir une masse volumique constante d'un essai à l'autre (même masse de matériau et même volume d'échantillon pour chaque essai). Pour l'ensemble des essais sous confinement rigide, la masse volumique des échantillons est $\rho = 1667 \text{ kg/m}^3$.

Pour tous les essais réalisés, les échantillons sont composés de sable de *Fontainebleau sec*. Les essais œdométriques dynamiques réalisés sur le dispositif de la figure 5 sont appelés « essais sous confinement rigide » : le cylindre de confinement rigide empêche la déformation radiale. Le cylindre de confinement doit donc être suffisamment rigide ou épais pour obtenir une déformation radiale faible. Ceci a été vérifié d'après les contraintes radiales mesurées (Semblat, 1995-b).

La figure 6 donne les contraintes axiales en fonction des déformations axiales pour trois essais sous confinement rigide (œdométriques). Ces trois essais correspondent à des longueurs d'échantillon identiques ($l = 10 \text{ mm}$) mais à des vitesses de déformation différentes (voir Fig. 6 et Semblat, 1995-a).

Pour les essais sous confinement rigide, les réponses axiales sont quasi linéaires en charge et en décharge mais avec des pentes très différentes dans les deux cas. Le comportement du matériau sous chargement œdométrique dynamique est donc fortement anélastique. En revanche, les pentes en charge d'une part et en décharge d'autre part sont assez proches pour les trois exemples présentés à la figure 6.

La partie élastique de la réponse n'est donc pas réellement visible sur les courbes de la figure 6. La réponse du cas œdométrique est comparée plus loin à des réponses suivant d'autres trajets de chargement.

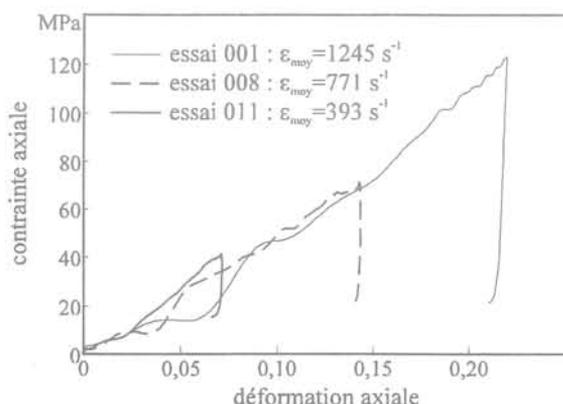


FIG. 6 Exemples de réponses dynamiques sur dispositif à trois barres de Hopkinson.
Dynamic responses on 3D-SHPB.

3.2.2

Répétitivité des expériences

Chaque essai sous confinement rigide (longueur d'échantillon, vitesse d'impact) est réalisé trois fois à l'identique afin d'apprécier la reproductibilité des essais (Semblat, 1995-a). Les résultats obtenus pour trois essais identiques sont très proches en ce qui concerne la contrainte axiale et assez proches pour la contrainte radiale (voir Fig. 7).

Les mesures de contraintes axiale et radiale paraissent donc fiables voire même très fiables dans le cas de la contrainte axiale. Il est alors possible d'étudier les trajets de chargement complets dans le cas des essais sous confinement rigide (essais œdométriques dynamiques).

3.2.3

Mesure de la contrainte radiale

Le dispositif à trois barres de Hopkinson présenté à la figure 5 permet de déterminer à la fois la contrainte axiale et la contrainte radiale. Les deux courbes de la figure 8 donnent les variations des contraintes axiale et radiale en fonction du temps. La contrainte radiale σ_{rad} évolue très nettement en fonction du temps puisque, pour les résultats de cet essai, σ_{rad} atteint un maximum de 30 MPa environ pour un temps $t = 150 \mu\text{s}$. Au-delà de cette valeur de temps, la contrainte radiale décroît alors que la contrainte axiale continue à augmenter (Fig. 8).

La prise en compte de l'évolution du confinement (contrainte radiale) dans des essais œdométriques dynamiques est donc capitale puisque les variations de contrainte radiale au cours du chargement axial sont très importantes. Cet aspect du problème revêt une importance d'autant plus grande dans le cas des sols pour lesquels la connaissance du trajet de chargement tridimensionnel est indispensable.

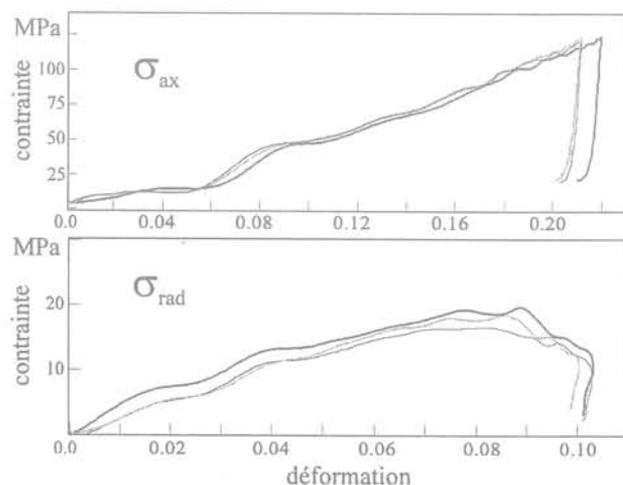


FIG. 7 Contraintes axiale et radiale en fonction de la déformation pour trois essais identiques.
Axial and radial stresses versus strain for three identical tests.

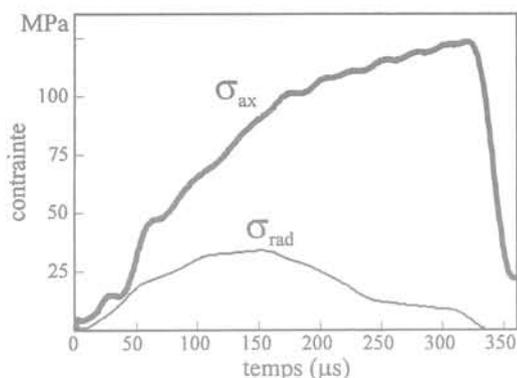


FIG. 8 Contraintes axiale et radiale en fonction du temps.
Axial and radial stresses versus time.

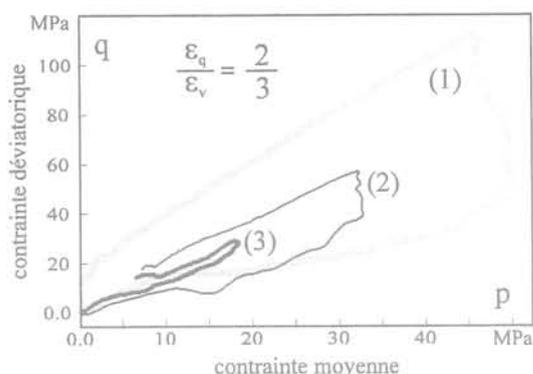


FIG. 9 Diagrammes p-q : contrainte déviatorique en fonction de la contrainte moyenne (essais œdométriques dynamiques).
p-q diagrams : deviatoric stress versus mean stress (oedometric dynamic tests).

3.3

Chargement dynamique : le point de vue tridimensionnel

Le dispositif à trois barres de Hopkinson donne accès aux contraintes axiale et radiale (notées respectivement σ_{ax} et σ_{rad}). En supposant la contrainte radiale homogène autour de l'échantillon, il est possible d'évaluer les trajets de chargement tridimensionnels en termes de contrainte moyenne « p » et contrainte déviatorique « q ». Le calcul de la contrainte moyenne et déviatorique conduit aux expressions suivantes :

$$\begin{cases} p = \frac{\sigma_{ax} + 2\sigma_{rad}}{3} \\ q = \sigma_{ax} - \sigma_{rad} \end{cases}$$

où σ_{ax} et σ_{rad} sont respectivement les contraintes axiale et radiale.

Les courbes de la figure 9 montrent clairement que pour un trajet linéaire en déformation ($\epsilon_q/\epsilon_v = 2/3$ pour les essais œdométriques), le trajet de contrainte est aussi linéaire. Les courbes p-q de la figure 9 correspondent à des longueurs d'échantillon de 10 mm (1), 15 mm (2) et 20 mm (3). Pour les échantillons courts (1, 2), les pentes en charge et en décharge sur les diagrammes p-q sont très différentes. Pour l'échantillon de 20 mm (3), les pentes en charge et en décharge sont très proches (Fig. 9). Cela montre que la structure de l'échantillon est différente après la phase de chargement (du fait de l'écrasement des grains par exemple, voir § 6, le comportement en décharge du matériau est donc différent du comportement en charge. D'après les courbes de la figure 9, ce phénomène est d'autant plus marqué que les échantillons sont courts, c'est-à-dire que l'écrasement des grains est important (voir § 6).

La détermination des trajets de contrainte tridimensionnels pour des chargements dynamiques est d'un grand intérêt pour les sols. L'influence du trajet de chargement sur la réponse du matériau est bien connue en statique mais n'a jamais été clairement analysée pour des chargements dynamiques. Dans le paragraphe suivant, d'autres essais utilisant des confinements constants et faiblement variables sont présentés.

4

Essais sous confinement fixe

4.1

Autres types d'essais

La comparaison de la réponse dynamique d'un sol suivant différents trajets de chargement est d'un grand intérêt. En plus des essais sous « confinement rigide » (essais œdométriques sur dispositif à trois barres de Hopkinson), trois autres types d'essais sont réalisés (Semblat, 1995-a) :

- *confinement semi-rigide* : pour ce type d'essais, la pression de confinement appliquée à l'échantillon n'est pas constante (fluide incompressible : huile) ;
- *confinement souple* : les essais sous confinement souple sont réalisés à l'aide d'un fluide compressible (air) qui assure une pression de confinement constante pendant les essais ;
- *essais à faible impédance* : les essais précédents sont réalisés sur des barres en duraluminium et la contrainte axiale est élevée. Pour les essais à faible impédance, l'utilisation de barres en plexiglas autorise des chargements sous faible contrainte et faible confinement. L'impédance mécanique de ce type de barres est faible : ces essais sont appelés essais à faible impédance.

Les essais sous confinement « souple » et « semi-rigide » sont réalisés à l'aide d'une cellule de confinement (voir Fig. 10) donnant un confinement modérément variable (semi-rigide) ou constant (souple). Les essais à « faible impédance » sont mis en œuvre sur un dispositif à barres en plexiglas (PMMA) et l'échantillon est confiné sous pression constante. Une procédure spéciale de correction prend en compte l'amortissement et la dispersion dans les barres viscoélastiques utilisées (Zhao, 1992).

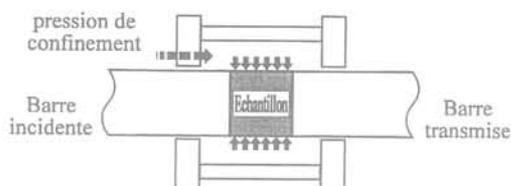


FIG. 10 Cellule de confinement pour les essais à faible impédance et sous confinement souple et semi-rigide.
Confining cell for low impedance, soft confinement and semi-rigid confinement tests.

4.2

Essais sous confinement semi-rigide

Les essais sous confinement semi-rigide sont réalisés sous confinement faiblement variable (fluide incompressible) à l'aide du dispositif présenté à la figure 10. Le dispositif expérimental utilisé ne permet pas de connaître précisément les variations de la pression de confinement comme dans le cas des essais sous confinement rigide.

La figure 11 donne la contrainte axiale en fonction de la déformation axiale pour différents essais sous confinement semi-rigide (confinement faiblement variable). Pour ce type d'essais, la réponse est quasi-linéaire en charge et en décharge. Les valeurs de contrainte axiale atteintes sont du même ordre que pour les essais sous confinement rigide.

Les courbes présentées à la figure 11 correspondent à des essais sous différentes pressions de confinement (3,0 ; 5,6 et 7,5 MPa) et une même longueur d'échantillon ($l = 10$ mm). La pression de confinement ne paraît pas influencer fortement la forme de la réponse (pour les valeurs de pression utilisées). Il faut toutefois noter que cette pression doit vraisemblablement évoluer au cours du chargement (aucune mesure de cette évolution n'a pu être réalisée).

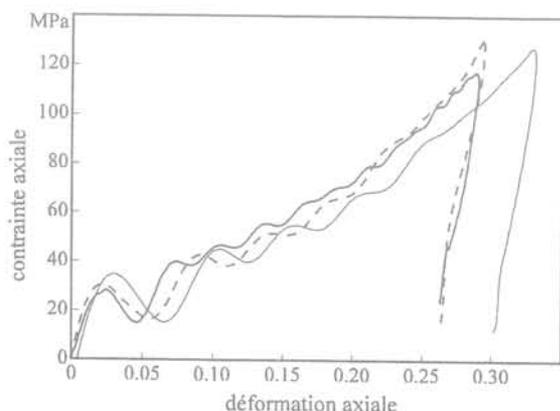


FIG. 11 Contrainte axiale en fonction de la déformation axiale (essais sous confinement semi-rigide).
Axial stress versus axial strain (for semi-rigid confinement tests).

4.3

Essais sous confinement souple

Les essais sous confinement souple sont réalisés sous confinement constant (pression d'air). Cela permet de comparer les réponses dynamiques obtenues sous confinement faiblement variable et sous confinement constant. La figure 12 donne la contrainte axiale en fonction de la déformation axiale pour un essai sous une pression de confinement de 2,5 MPa, la longueur de l'échantillon étant $l = 11$ mm.

La valeur maximale de contrainte axiale atteinte est de l'ordre de 40 MPa, ce qui est nettement inférieur aux valeurs obtenues dans les essais sous confinement rigide ou semi-rigide. Dans le cas des essais sous confinement souple, la réponse n'est plus linéaire en charge. L'évolution du confinement au cours du chargement dans les essais sous confinement rigide ou semi-rigide induit donc un raidissement important de la réponse du matériau. Ce n'est pas le cas sous confinement souple puisque la résistance de l'échantillon diminue au cours du chargement (Fig. 12).

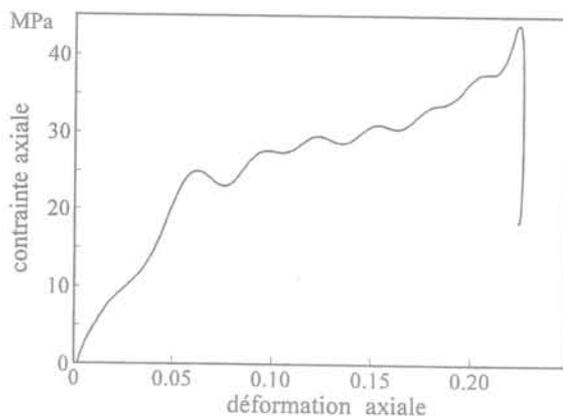


FIG. 12 Contrainte axiale en fonction de la déformation axiale (essais sous confinement souple).
Axial stress versus axial strain (for soft confinement tests).

4.4

Essais à faible impédance (barres en PMMA)

Les essais à faible impédance sont réalisés sur des barres en PMMA (plexiglas). Ces barres ont une impédance mécanique nettement plus faible que les barres en duraluminium utilisées pour tous les autres essais (Semblat, 1995-a). Le rapport d'impédance entre barres et échantillon est donc plus faible. Cela permet une homogénéisation plus rapide de la contrainte axiale dans l'échantillon. Meunier (1974) a également utilisé des barres à faible impédance (nylon) pour adapter le banc dynamique classique aux cas des sols.

Le dispositif expérimental utilisé est du même type que pour les essais sous confinement souple et semi-rigide (voir Fig. 10). Les corrections des mesures réalisées sur les barres sont un peu plus complexes puisqu'il faut tenir compte à la fois de la dispersion géométrique dans les barres mais également de la dis-

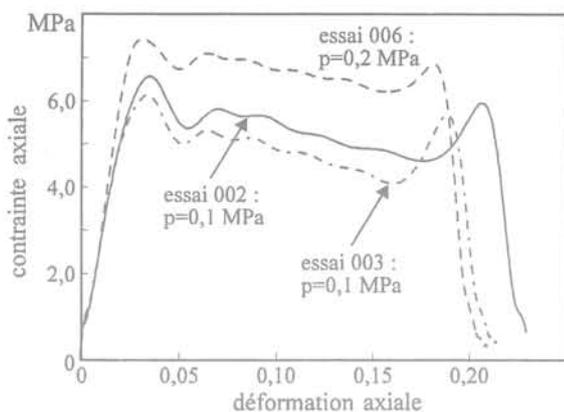


FIG. 13. Contrainte axiale en fonction de la déformation axiale (essais à faible impédance). Axial stress versus axial strain (for low impedance tests).

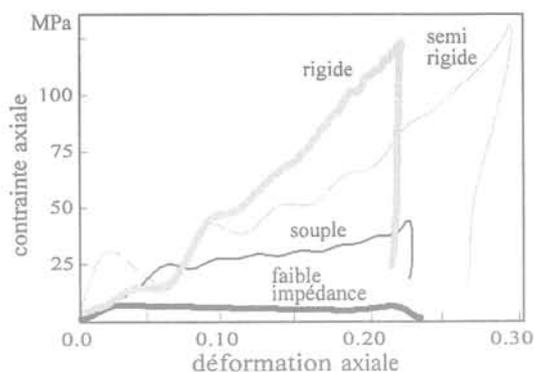


FIG. 14. Contrainte axiale en fonction de la déformation axiale pour différents types de confinement. Axial stress versus axial strain for different types of confinements.

persion matérielle due à la viscosité du plexiglas. De nombreux éléments sont donnés dans les travaux de G. Gary (1992) et H. Zhao (1992).

La figure 13 donne trois courbes contrainte axiale, déformation axiale issues d'essais à faible impédance. La contrainte axiale maximale est beaucoup plus faible que pour tous les autres types d'essais puisqu'elle est inférieure à 10 MPa. La réponse dynamique du matériau et de type radoucissant alors que les vitesses de déformation sont du même ordre que pour les essais précédents (Semblat, 1995-a). L'influence de la pression de confinement ne semble pas négligeable et paraît modifier sensiblement la réponse dynamique du sable (augmentation de la résistance, voir figure 13).

5

Comparaison des trajets de chargement

5.1

Réponses dynamiques sur différents trajets

En comparant les réponses obtenues pour les différents essais, il est possible d'apprécier l'influence du trajet de contrainte sur la réponse dynamique de l'échantillon. Les courbes de la figure 14 montrent les réponses dynamiques obtenues pour différents trajets de chargement (confinement rigide, semi-rigide, souple et faible impédance).

La principale conclusion issue de ces courbes est que le trajet de chargement dynamique a une grande influence sur la réponse dynamique. En effet, pour une même vitesse de déformation, la réponse dynamique du sable sec est très différente suivant la contrainte axiale appliquée et suivant le trajet de contrainte (type de confinement), voir figures 6, 11, 12, 13 et 14.

Deux types de réponse dynamique sont à distinguer :

- pour les essais « à faible impédance » et sous « confinement souple » : la résistance de l'échantillon décroît au cours du chargement ;

- pour les essais sous « confinement semi-rigide » et les essais « oedométriques » : le comportement est quasiment linéaire en charge. L'évolution du confinement au cours du chargement augmente la résistance dynamique apparente de l'échantillon.

Il apparaît clairement, sur les courbes de la figure 14, que la résistance de l'échantillon est d'autant plus grande que la pression de confinement est grande. Pour l'ensemble des essais réalisés, les valeurs de contrainte axiale s'échelonnent de 6 à 120 MPa et les valeurs de pression de confinement de 0,1 à 30 MPa (Semblat, 1995-a).

5.2

Valeurs des « modules » dynamiques

Les essais sous confinement rigide réalisés sur le dispositif à trois barres de Hopkinson couvrent une large gamme de tailles d'échantillon, de vitesses de déformation... Pour tous ces essais, les modules des courbes contrainte-déformation sont déterminés de manière à caractériser la réponse dynamique du sable. Les valeurs de ces modules sont données en fonction des vitesses de déformation correspondantes à la figure 15. Les caractéristiques des essais sont disponibles dans Semblat, 1995-a. Chaque essai (longueur d'échantillon, vitesse impacteur) est réalisé trois fois à l'identique, l'écart type des valeurs de module pour trois essais identiques ne dépasse pas 10 % de la valeur moyenne.

La réponse dynamique du matériau étant fortement anélastique (voir § 3), le module dont il est question ici s'apparente plutôt à un module d'écroutissage. Les valeurs de modules reportées à la figure 15 varient du simple au double : les valeurs les plus fortes (800 MPa) correspondent aux plus faibles vitesses (200 s⁻¹), les valeurs faibles (350-450 MPa) aux grandes vitesses de déformation (800-1 200 s⁻¹). D'après les résultats de la figure 15, il est donc possible de conclure que le module diminue quand la vitesse de déformation augmente. Il est toutefois difficile d'établir une relation claire entre module et vitesse de déformation du fait de la dispersion des résultats. En outre, il serait nécessaire de réaliser des essais avec différentes longueurs d'impacteur (c'est-à-dire des créneaux de chargement de différentes

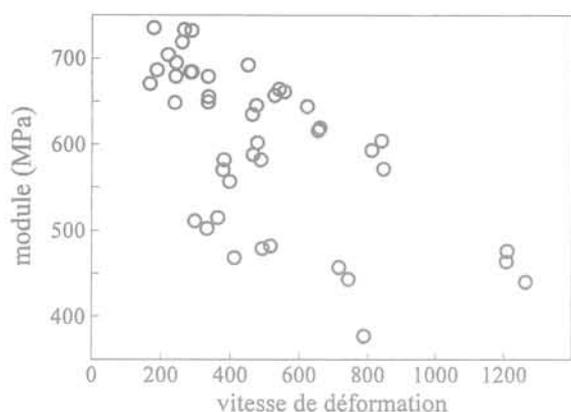


FIG. 15 Pentas de la courbes σ - ϵ en fonction de la vitesse de déformation (essais sous confinement rigide). Slopes of σ - ϵ curves vs strain rate (for rigid confinement tests).

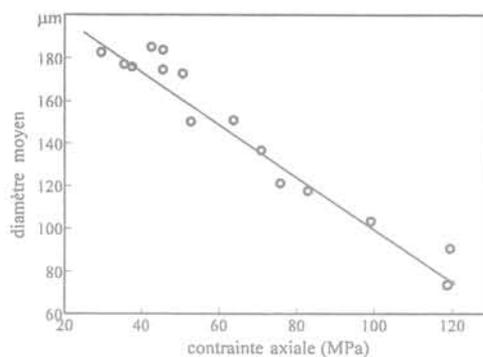


FIG. 17 Diamètre moyen après essai en fonction de la contrainte axiale maximale (pour tous les essais œdométriques). Mean diameter versus maximum axial stress (for all oedometric tests).

durées) pour dissocier clairement les effets de contrainte et les effets de vitesse de déformation.

6

Analyse à l'échelle granulaire

6.1

Évolution de la granulométrie

Après chaque essai œdométrique (« confinement rigide »), les granulométries non cumulées de chaque échantillon sont comparées : la figure 16 donne un diagramme des courbes granulométriques en fonction de la contrainte axiale maximale pour les essais œdométriques. Le pourcentage de gros grains diminue alors que le pourcentage de petits grains augmente. En outre, il est possible de quantifier les variations des tailles de particules.

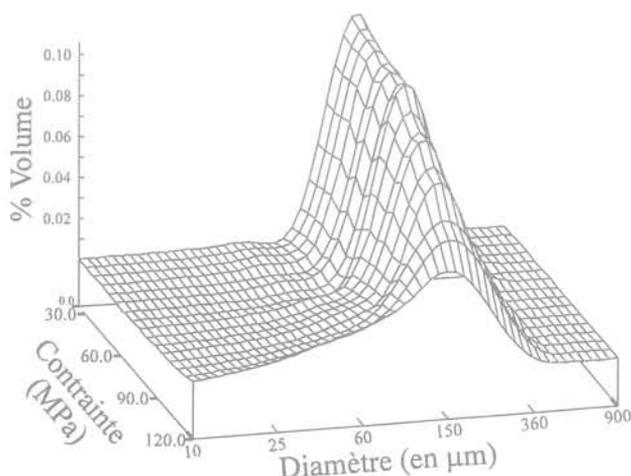


FIG. 16 Distributions granulométriques en fonction de la contrainte axiale maximale (pour tous les essais œdométriques). Grain-size curves versus maximum axial stress (for all oedometric tests).

La figure 17 donne le diamètre moyen des grains après essai pour l'ensemble des essais sous confinement rigide. Le diamètre moyen des grains de l'échantillon vierge est $d_{\text{moy}} = 196 \mu\text{m}$. Après essai, le diamètre moyen des grains peut descendre jusqu'à $65 \mu\text{m}$ (l'ensemble des valeurs est donné dans Semblat, 1995-a). Pour les essais sous confinement rigide, il y a donc bien rupture du matériau. La dépendance entre diamètre moyen des grains après essai et contrainte axiale appliquée est forte. Cela pourrait indiquer qu'il n'y a pas d'effet dynamique dans la rupture des grains. Cet effet peut être sensible dans la phase transitoire du chargement, mais il est difficilement envisageable de déterminer la granulométrie en cours d'essai.

6.2

Influence de la vitesse de chargement

Sadd (1992) et Shukla (1992) ont réalisé des expériences sur des assemblages de grains photoélastiques pour étudier la propagation d'une onde de chargement dans un milieu granulaire. Ils ont étudié l'influence sur la propagation de la présence d'un grain dur ou d'un vide dans des assemblages granulaires 1D ou 2D. De nombreux auteurs ont montré que le chargement statique d'assemblages granulaires fait apparaître des chemins de force de différentes intensités (De Josseling de Jong, 1972).

Dans les essais dynamiques, la rapidité du chargement peut créer des « chaînons de force préférentiels » de forte intensité. Les grains ne peuvent pas suivre le trajet d'intensité de force minimale pour atteindre l'équilibre. Ces « chaînons de force préférentiels » donnent des contraintes de forte intensité. Il serait intéressant de déterminer l'influence de cet effet transitoire (lié à la vitesse de déformation) et de le comparer à l'impact de la contrainte axiale (effet de niveau de contrainte, Fig. 17).

6.3

Énergie de rupture

A partir des distributions granulométriques données à la figure 16, il est possible d'analyser de façon

plus quantitative la rupture des grains au sein de l'échantillon.

Chaque distribution granulométrique peut en effet être reliée à l'énergie de rupture de l'essai correspondant. En supposant les grains sphériques, il est possible d'écrire une relation simple entre l'énergie de rupture E_{rupt} et la nouvelle surface de grain créée. Comme l'a indiqué Fukumoto (1990, 1992), l'expression de E_{rupt} prend l'une des formes suivantes (proposées par Kick et Rittinger :

$$E_{Ritt} = C_R \cdot \sum_i \left[q_i \cdot \left(\frac{1}{x_i} - \frac{1}{x_0} \right) \right]$$

$$E_{Kick} = C_K \cdot \sum_i \left[q_i \cdot \log \left(\frac{x_0}{x_i} \right) \right]$$

où q_i est le pourcentage de grains de diamètre x_i et x_0 le diamètre moyen des grains.

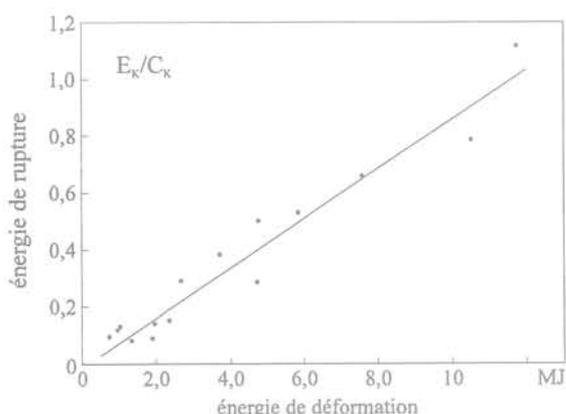


FIG. 18 Énergie de rupture en fonction de l'énergie de déformation (pour tous les essais œdométriques).
Fracture energy versus strain energy (for all oedometric tests).

D'après les courbes contrainte-déformation (axiales), l'énergie de déformation dissipée dans l'échantillon $E_{\sigma-\varepsilon}$ peut être évaluée. Il est intéressant de comparer l'énergie de rupture et l'énergie de déformation. Comme le montre la figure 18, pour tous les essais œdométriques dynamiques, l'énergie de rupture est proportionnelle à l'énergie de déformation $E_{\sigma-\varepsilon}$.

Il y a donc une relation très forte entre l'énergie de déformation dissipée dans l'échantillon (calculée d'après la réponse) et l'énergie de rupture (calculée d'après la granulométrie). Or, après chargement de l'échantillon, une partie des ondes continue à se propager dans les barres. Cette relation entre énergie de rupture et énergie de déformation semble pourtant indiquer que seul le premier créneau de chargement fait évoluer la granulométrie du matériau. Cela est fort probable puisque les vitesses aux interfaces barre-échantillon deviennent négatives après la décharge (Semblat 1995-a). Il y a donc séparation entre les barres et l'échantillon après la phase de décharge.

Principaux résultats

Le résultat le plus important de cette étude est qu'elle donne un moyen de déterminer le trajet de contrainte tridimensionnel sous chargement dynamique. La comparaison des différents essais utilisant plusieurs types de confinement montre la très forte influence du trajet de chargement sur la réponse dynamique. L'analyse à l'échelle granulaire donne également des résultats intéressants sur la relation entre réponse dynamique et variation de la taille des grains.

Le tableau II récapitule les principaux résultats obtenus dans la présente étude et rappelle ceux des auteurs cités au §1.2. Notre étude propose un dispositif expérimental original (dispositif à trois barres de Hopkinson) qui présente le double avantage d'être bien adapté au cas des sols (grâce au confinement de type œdométrique) et de donner accès à la réponse dynamique tridimensionnelle. Elle compare en outre différents types de confinement pour un même matériau et dans une même gamme de vitesses de déformation. Seul Bragov (1994) s'intéresse à la partie radiale de la réponse à travers la déformation radiale de l'échantillon (voir tableau I). Toutefois il n'a pas accès directement à la contrainte radiale et utilise des échantillons

TABEAU II Principaux résultats des essais dynamiques de type Hopkinson cités dans le tableau I.

Auteurs	Principaux résultats et conclusions
Meunier (1974)	<ul style="list-style-type: none"> • mise au point d'essais sur barres en nylon (faible impédance) sans correction des phénomènes de dispersion • faible influence de la pression de confinement sur la réponse
Felice (1985, 91)	<ul style="list-style-type: none"> • comportement $\sigma-\varepsilon$ bilinéaire : 1^{re} phase pour $\varepsilon <$ porosité initiale, comblement des vides et écrasement des grains 2^e phase échantillon totalement saturé, réponse du fluide
Bragov (1994)	<ul style="list-style-type: none"> • mesure de la déformation circonférentielle d'après essais avec cylindre de confinement souple sur échantillons de plasticine
Veyera (1995)	<ul style="list-style-type: none"> • forte dépendance de la réponse dynamique en fonction du degré de saturation (comportement se raidit quand saturation augmente)
Shibusawa (1992)	<ul style="list-style-type: none"> • augmentation du module avec degré de saturation • essai à une seule barre, résultats obtenus d'après ondes incidente et réfléchi uniquement, contrainte axiale a priori non homogène
Semblat Luong, Gary (1995)	<ul style="list-style-type: none"> • les essais aux barres de Hopkinson sont utilisables pour les sols • détermination du trajet de contrainte tridimensionnel en dynamique, mise au point de l'essai à trois barres de Hopkinson • comparaison des réponses dynamiques suivant plusieurs trajets de chargement (confinements rigide, semi-rigide, souple) • un confinement variable raidit la réponse dynamique du matériau • une analyse granulométrique approfondie donne des éléments intéressants (et quantitatifs) sur le chargement et la ruine du matériau

de plastine et non des échantillons de sol. Plusieurs auteurs s'intéressent à des échantillons de sol saturés mais ils ne considèrent que la réponse axiale du matériau et n'envisagent qu'un type de trajet de chargement (voir tableau I et II).

Il serait intéressant d'étudier avec précision l'influence réelle de la vitesse de déformation sur la réponse dynamique en utilisant différents types d'impacteurs (longueur, masse...). Une approche « problème inverse » donne d'ores et déjà d'intéressants résultats sur la phase transitoire (Rota, 1994) et constitue un outil d'investigation indispensable à une exploitation approfondie des essais aux barres de Hopkinson. Elle permet d'apprécier le comportement du matériau dans la phase transitoire de l'essai pour laquelle la

contrainte n'est pas homogène dans l'échantillon. Les essais réalisés dans cette étude, ainsi que ceux des auteurs cités au § 1.2, montrent que le dispositif à barres de Hopkinson peut donner des résultats intéressants et complets sur la réponse dynamique des sols aux grandes vitesses de déformation.

Remerciements

Nos remerciements s'adressent au GRECO-Géomatériaux pour le soutien qu'il a bien voulu apporter à cette recherche et en particulier à MM. F. Darve et J.-P. Touret pour leur amical encouragement.

Bibliographie

- Bragov A.M. – Use of the Kolsky method for studying shear resistance of soils, *DYMAT J.*, vol. 1, n° 3, 1994, p. 253-259.
- Felice C.W. – The response of soil to impulse loads using the SHPB technique, Ph. D Thesis, University of Utah, Salt Lake City, 1985.
- Felice C.W., Gaffney E.S., Brown J.A. – Dynamic high stress experiments on soil, *Geotechnical Testing Jnl*, vol. 10, n° 4, 1987, p. 192-202.
- Felice C.W., Gaffney E.S., Brown J.A. – Extended split Hopkinson bar analysis for attenuating materials, *J. of Engineering Mechanics*, ASCE, vol. 117, n° 5, 1991, p. 1119-1135.
- Fukumoto T. – A grading equation for decomposed granite soil, *Soils and Foundations*, vol. 30, n° 1, p. 27-34, 1990.
- Fukumoto T. – Particle breakage characteristics of granular soils, *Soils and Foundations*, vol. 32, n° 1, 1992, p. 26-40.
- Gary G., Klepaczko J.R., Zhao H. – Corrections for wave dispersion and analysis of small strains with Split Hopkinson Bar, Proc. of Int. Symp. of Impact Engineering, Sendai, Japon, 1992.
- De Josseling de Jong G., Drescher A., – Photoelastic verification of a mechanical model for the flow of a granular material, *J. of Mechanics and Physics of Solid*, vol. 20, 1972, p. 337-351.
- Meunier J. – Contribution à l'étude des ondes et des ondes de choc dans les sols. Thèse de l'Université Scientifique et Médicale de Grenoble, 1974.
- Rota L. An inverse approach for identification of dynamic constitutive equations, Proc. of 2nd Int. Symp. on Inverse Problems (ISIP'94), ed. H.D. Bui, M. Tanaka, Paris, 2-4 Nov. 94
- Sadd M.H., Qiu L., Boardman W.G., Shukla A. – Modelling wave propagation in granular media using elastic networks, *Int. J. of Rock Mechanics & Mining Science*, vol. 29, n° 2, 1992, p. 161-170.
- Semblat J.-F., Sols sous sollicitations dynamiques et transitoires : réponse dynamique aux barres de Hopkinson, propagation d'ondes en milieu centrifugé, Thèse École polytechnique, Rapport Études et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Série Géotechnique, n° GT60, LCPC, Paris, mars, 1995-a, 206p.
- Semblat J.-F., Gary G., Luong M.P., – Dynamic response of sand using 3D-Hopkinson Bar, Proc. of IS-Tokyo'95, 1st International Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, 14-16 Novembre, Rotterdam, Balkema, 1995-b, p. 157-163.
- Shibusawa S., Oida A. – Dependency of observation parameters on soil dynamic parameters in unconfined impact compression tests, *J. of Terramechanics*, 29, n° 3, 1992, p. 289-306.
- Shukla A., Zhu C.Y. – Dynamic stresses in granular assemblies with microstructural defects, *Journal of Engineering Mechanics* (ASCE), vol. 118, n° 1, 1992, p. 190-220.
- Veyera G.E., Ross C.A. – High strain rate testing of unsaturated sands using a Split-Hopkinson Pressure Bar, Proc. 3rd Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, p. 31-34, St-Louis, avril 1995.
- Zhao H. – Analyse de l'essai aux barres de Hopkinson ; application à la mesure du comportement dynamique des matériaux. Thèse de Doctorat, ENPC, Paris, 1992.

Calculs des efforts parasites sur les pieux des culées de pont selon le fascicule 62

Diagramme synthétique de présentation des résultats et comparaison avec la méthode de Tschébotarioff

V. SAVATIER

Fondasol
Agence de Montpellier
Bât. B - Bureaux d'Olympie
134, avenue de Palavas
34000 Montpellier

Résumé

Trois abaques spécifiques établis pour trois géométries de sol de la région d'Orange en bordure de l'autoroute A.7 sont présentés.

Ces diagrammes ont pour but de synthétiser, sous une forme utile pour les projeteurs, les résultats du calcul des efforts horizontaux sur les pieux des culées de pont sur sol compressible par la méthode du fascicule 62. Ils permettent, par ailleurs, de constater que dans le domaine utile en pratique, les efforts ainsi calculés sont proportionnels aux tassements sous le remblai d'accès. Ils ne sont pas, en revanche, simplement proportionnels à la rigidité à la flexion EI du pieu et sont bien supérieurs aux résultats donnés par la méthode réputée pessimiste de Tschébotarioff.

Les deux méthodes ont été confrontées aux résultats d'une expérience en vraie grandeur et on a constaté que des efforts supérieurs aux prévisions de la méthode de Tschébotarioff pouvaient effectivement être obtenus. Cette comparaison permet, en outre, d'expliquer pourquoi des pieux en béton dont le pourcentage d'armature est inférieur aux prescriptions du fascicule 62 ont pu néanmoins bien se comporter.

Calculation of soil horizontal stresses of bridge abutment piles in accordance with french specifications

Abstract

We present 3 specific diagrams calculated for 3 dispositions of compressive soil located near Orange in France.

These diagrams synthesize in a useful presentation the results of soil horizontal stresses, on the bridge abutment piles evaluated in accordance with the french specifications (fascicule 62).

These graphs show also that the stresses are proportional to the settlement of access fills. They are on the other hand, not simply proportional to the pile flexural rigidity « EI ». They indeed exceed results obtained by the normally pessimistic Tschébotarioff method.

We have compared both methods with the results of a full size experiment and have noticed that stresses which exceed Tschébotarioff method estimations could actually be obtained. This comparison shows also why several concrete piles with iron reinforcement below the french specification requirements could nevertheless behave safely.

Introduction

Les remblais d'accès induisent sur les pieux des culées, des efforts tranchants et des moments fléchissants parasites.

Ceux-ci sont dus à un déplacement horizontal du sol situé sous les bordures du remblai pendant le tassement.

Traditionnellement ces efforts étaient évalués par la méthode de Tschébotariouff. Depuis quelques années, après des expérimentations effectuées par le Laboratoire des Ponts et Chaussées [2], et grâce au développement des programmes informatiques de calcul de poutres sur appuis élastoplastiques, d'autres méthodes plus sophistiquées ont été proposées.

Le règlement français, par l'intermédiaire du fascicule 62 [4] recommande ainsi de calculer ces efforts à partir du déplacement d'ensemble du sol se produisant sous le remblai après la réalisation des pieux.

Il découle de cette nouvelle méthode que les efforts parasites calculés dépendent maintenant du temps séparant la réalisation des remblais et celle des pieux (durée de consolidation).

Nous présentons des abaques établis dans le cadre d'une opération d'élargissement de l'autoroute A.7, pour trois configurations de sols de la région d'Orange. Ces documents, qui ne sont pas généraux, ont permis aux projeteurs de connaître le temps de consolidation nécessaire pour pouvoir réaliser des pieux d'un diamètre donné.

Nous les avons également utilisés pour effectuer une analyse des variations des efforts parasites en fonction du diamètre des pieux et des tassements sous le remblai. Ils ont enfin permis de confronter la méthode du fascicule 62 et celle de Tschébotariouff.

Cette confrontation a été complétée par une comparaison des deux méthodes aux résultats d'une expérience en vraie grandeur effectuée à Zelzate en Belgique tirée de la bibliographie [6].

Principe de l'abaque

Généralités

Trois graphes caractéristiques des culées de pont étudiées (Fig. 3, 5 et 7) sont mis en correspondance :

– graphe 1 : tassement dans l'axe des remblais d'accès en fonction du temps ;

– graphe 2 : déplacement horizontal maximal du sol au niveau des pieux en fonction du tassement dans l'axe des remblais ;

– graphe 3 : paramètre de dimensionnement des pieux (moment fléchissant et effort tranchant), en fonction du déplacement horizontal maximal du sol.

Grappe 1

Le graphe 1 est déterminé comme usuellement en ne considérant que les tassements de consolidation primaire évalués par la méthode de Terzaghi.

On trace ainsi la courbe des tassements en fonction du temps en calculant les temps nécessaires pour que le tassement résiduel sous le remblai d'accès ait une valeur donnée.

Si nécessaire, on peut tracer sur le même graphique, le tassement résiduel en fonction du temps dans le cas d'un traitement de sol par exemple par des drains verticaux. Ceci a été fait pour deux des trois abaques présentés. En l'absence d'essais œdométriques radiaux, diverses hypothèses peuvent être faites, quant à la valeur de C_r , le coefficient de consolidation radial.

On a donc reporté sur les graphiques considérés, deux courbes correspondant à des valeurs de C_r respectivement double et quintuple de celle du coefficient de compressibilité vertical.

Grappe 2

Le déplacement horizontal maximal du sol g_{\max} (t) est calculé conformément au fascicule 62 en fonction du tassement résiduel s (t) à l'instant t par la formule :

$$g_{\max}(t) = \Gamma s(t)$$

Γ étant un coefficient déterminé expérimentalement à partir de mesures sur différents sites. On retiendra $\Gamma = 0,25$ pour les culées d'ouvrage d'art routier.

On notera que cette valeur n'est, en toute rigueur, proposée que pour des pieux réalisés en crête d'un remblai ayant des pentes telles que :

$$0,5 < \text{tg } \beta = H/V < 0,67$$

On remarquera également que cette formule n'est applicable que dans le cas de pieux mis en place au travers du remblai d'accès. Si le forage du pieu est antérieur au remblai, il faut ajouter à $g_{\max}(t)$ une valeur $g_{\max}(0)$ qui n'est généralement pas du tout négligeable.

Grappe 3

Le graphe 3 est obtenu en calculant pour chaque diamètre de pieu les moments fléchissants et efforts tranchants maximaux pour divers déplacements maximaux g_{\max} .

• Pour chaque g_{\max} , conformément au fascicule 62, la déformée du sol est calculée en chaque point de la couche compressible en posant qu'à la profondeur z , la déformée du sol est :

$$g(z) = G(Z) \cdot g_{\max}$$

$$\text{avec : } Z = \frac{z - H}{D}$$

$$1) G(Z) = 1,83 Z^3 - 4,69 Z^2 + 2,13 Z + 0,73$$

dans le cas général ;

$$2) G(Z) = -2 Z^3 + 1,5 Z + 0,5$$

dans le cas d'une couche compressible surconsolidée en tête.

Les notations utilisées sont définies sur la figure 1.

Sur la hauteur du remblai d'accès lorsque le pieu le traverse, nous avons, conformément au fascicule 62, considéré deux profils de déplacement :

- Profil 1 : le déplacement sur la hauteur du remblai d'accès est constant et l'on a : $g(0) = g(H)$;

- Profil 2 : le déplacement sur la hauteur du remblai d'accès varie linéairement et l'on a : $g(0) = -g(H)$.

• Une fois la courbe $g(z)$ connue, on calcule les efforts dans le pieu conformément au fascicule 62, en considérant le pieu comme une poutre sur appuis élastoplastiques et en supposant que le sol est au repos lorsque la déformée du pieu épouse $g(z)$.

Il faut alors résoudre les équations suivantes :

$$M(z) = EI \frac{d^2y}{dz^2} \tag{1}$$

$$\frac{dM(z)}{dz} = -T(z) \tag{2}$$

$$\frac{dT(z)}{dz} = Bp(z) \tag{3}$$

$$p(z) = k[y - g(z)] \text{ pour } y - g(z) < \frac{pl(z)}{k} \tag{4}$$

$$p(z) = pl(z) \text{ pour } y - g(z) > \frac{pl(z)}{k} \tag{5}$$

$M(z)$: moment parasite à la profondeur z ;

$T(z)$: effort tranchant parasite à la profondeur z ;

$p(z)$: pression sol-pieu;

y : déplacement horizontal du pieu;

B : largeur frontale du pieu (diamètre);

E : module d'élasticité du béton;

I : inertie du pieu;

k : coefficient de réaction sol-pieu;

$pl(z)$: pression limite pressiométrique à la profondeur z .

Dans la pratique, on a utilisé pour le calcul de $y(z)$, $M(z)$, et $T(z)$, le programme PILATE du LCPC [3].

On notera que l'on a considéré k comme correspondant à une sollicitation frontale de longue durée au sens du fascicule 62.

Le coefficient k est ainsi calculé par la formule :

$$k = 0,5 \frac{12E_M}{\frac{4}{3} \left(\frac{Bo}{B}\right) \left(2,65 \frac{B}{Bo}\right)^\alpha + \alpha}$$

E_M : module pressiométrique représentatif de la couche de sol;

Bo : 0,6 m;

α : coefficient de Ménard caractérisant le sol.

3

Présentation des abaques

Les figures 3, 5 et 7 donnent trois abaques spécifiques établis conformément aux principes définis ci-avant pour trois ouvrages d'art étudiés dans la région d'Orange.

Pour le dernier de ces ouvrages, l'abaque est établi pour trois diamètres de pieux différents.

Les principales données ayant servi à leur établissement sont résumées dans le tableau ci-après et sur les schémas des pieux joints aux abaques (Fig. 2, 4 et 6).

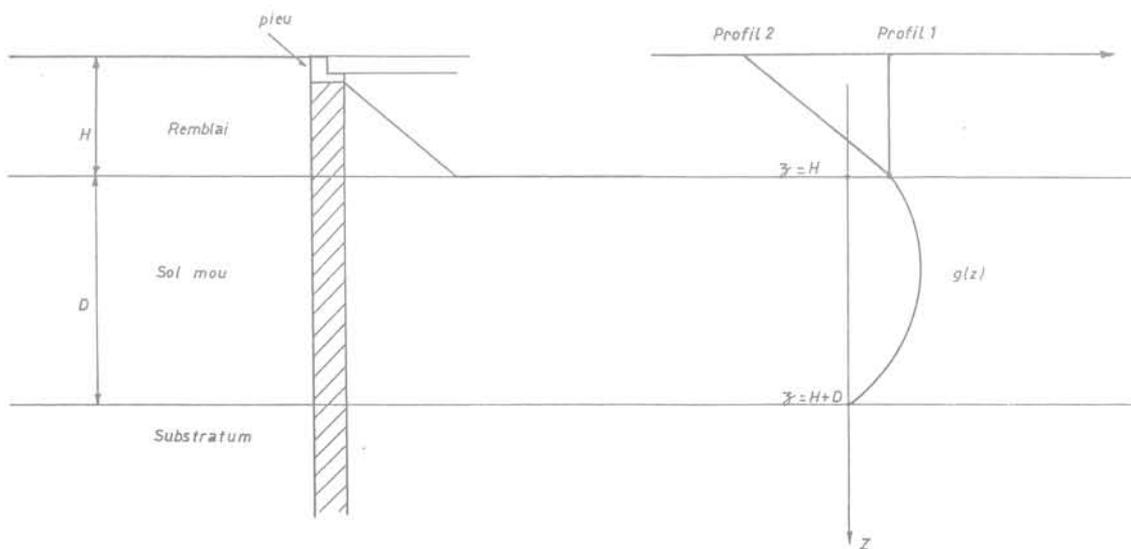


FIG. 1 Allure de $g(z)$ pour une culée de pont sur sol compressible.
Graph of $g(z)$ for a bridge abutment on compressive soil.

Nom de l'ouvrage	OA 1639 (Fig. 2 et 3)	OA 1637 (Fig. 4 et 5)	OA1648 (Fig. 6 et 7)
Données concernant le sol	Sol surconsolidé en tête	Sol surconsolidé en tête	
Épaisseur de la couche compressible Axe de la couche compressible Coefficient de compressibilité retenu	D = 11,50 m z = 5,75 m $C_v = 1,9 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$	D = 10,30 m z = 5,15 m $C_v = 1,9 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$	D = 5,5 m z = 8,25 m $C_v = 1,1 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$
Données concernant le remblai d'accès Hauteur Largeur au sommet Largeur à la base Densité	H = 8 m l1 = 16 m l2 = 40 m $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$	H = 10 m l1 = 16 m l2 = 55 m $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$	H = 5 m l1 = 10 m l2 = 40 m $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
Données concernant le pieu Nature Diamètre	Pieu foré en béton B = 1 m	Pieu foré en béton B = 1 m	Pieu foré en béton B = 0,8 m B = 1 m B = 1,4 m
Longueur du pieu	f = 19,50 m	f = 16 m	f = 23,40 m
Conditions en tête	Libre en tête foré au travers des remblais d'accès	Simplement appuyé ou encastré en tête	Libre en tête foré au travers des remblais d'accès
Module d'élasticité du béton	E = $1,2 \cdot 10^7$ kPa	E = $1,2 \cdot 10^7$ kPa	E = $1,2 \cdot 10^7$ kPa

L'établissement de chaque abaque a nécessité six à huit calculs par diamètre de pieu étudié. Compte tenu de la présence de deux profils de déformation du sol, chaque couple de courbe effort tranchant et moment fléchissant en fonction de g_{\max} est donc bâtie sur trois à quatre points de calcul.

4

Exemple d'utilisation

Prenons le cas de la culée Nord de l'ouvrage 1648 (Fig. 7). Si, en fonction du planning des travaux, on sait que l'on dispose de 13 à 14 mois entre la mise en place du remblai des culées et celle des pieux de l'ouvrage, on repère alors cette durée sur l'abscisse du graphe 1. Par une translation verticale, on rejoint la courbe de tassement résiduel en fonction du temps et on lit alors en ordonnée le tassement résiduel correspondant soit 4,5 cm. En traçant à partir de cette ordonnée une horizontale vers le graphe 2, on lit en abscisse le déplacement horizontal maximal du sol soit $g_{\max} = 1,12$ cm. En traçant à partir de ce second point, une verticale vers le graphe 3, on lit alors, en reportant vers la droite les intersections avec l'une des 8 premières courbes rencontrées, les efforts tranchants parasites (pour un pieu de 1,4 m de diamètre et pour une déformée du sol de type P2, on a ainsi un effort tranchant parasite maximal de 0,38 MN). En reportant vers la gauche les intersections avec l'une des 8 courbes suivantes, on lit les moments fléchissants (1 MN au maximum pour un pieu de 1,4 m de diamètre et une déformée de type P2).

5

Discussion des résultats des abaques

5.1

Variations des efforts parasites en fonction du tassement sous le remblai d'accès

Les abaques précédents correspondent à des épaisseurs de couche compressible comprise entre 5 et 10 m. Ils ont été établis pour des pieux de 80 cm à 1,4 m de diamètre et pour des rapports de module pressiométrique entre la couche compressible et la couche d'ancrage élevés (10 pour l'OA 1637, 20 pour l'OA 1648 C et 40 pour l'OA 1639).

Les efforts parasites susceptibles d'être repris par les pieux armés à 2 % de leur section, sont, pour une contrainte de compression dans le fût de 2,5 MPa et une résistance du béton de 5 MPa :

M = 2,37 MN.m pour des pieux de 1,4 m ;

M = 0,82 MN.m pour des pieux de 1 m ;

M = 0,42 MN.m pour des pieux de 0,8 m.

Ces efforts définissent le domaine de résistance du pieu pour un pourcentage d'armature proche du maximum envisageable usuellement.

On constate sur les abaques que dans le domaine de résistance de ces pieux, les efforts parasites obtenus sont pratiquement proportionnels aux tassements.

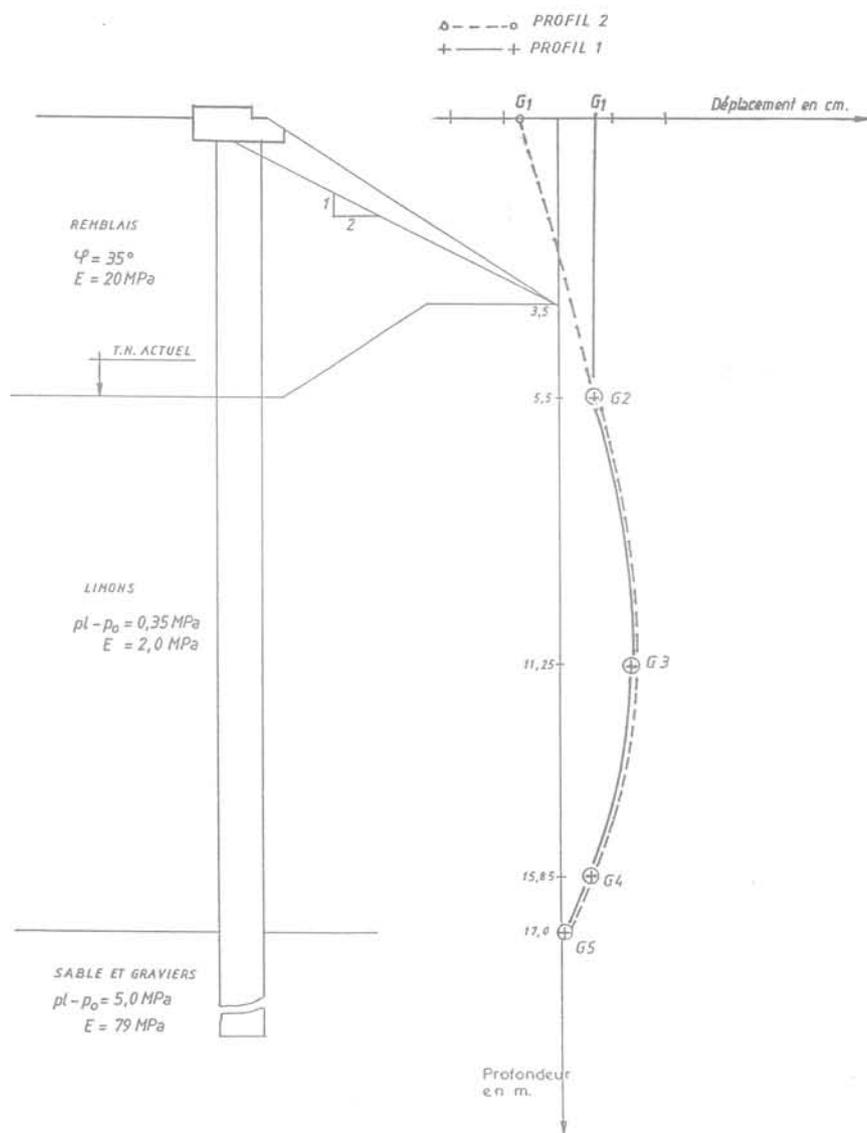


FIG. 2 OA 1639, coupe de calcul.
OA 1639, calculating section.

Il apparaît donc que pour les intervalles de données définis ci-dessus, le sol reste dans le domaine élastique jusqu'à la rupture du pieu. On le vérifie d'ailleurs en dépouillant les listings de résultats.

Compte tenu des valeurs testées, il semble que ces résultats puissent être généralisables à tous les sols compressibles de 5 à 10 m d'épaisseur reposant sur un sol compact pour des pieux de diamètre compris entre 0,8 et 1,4 m.

5.2

Variation des efforts parasites en fonction du diamètre des pieux

Examinons l'abaque obtenu pour la culée Nord de l'OA 1648 (Fig. 7). Les efforts parasites étant proportionnels au tassement $s(t)$ du sol compressible, on peut caractériser les efforts parasites par :

$$\frac{T}{0,25s(t)} = \frac{T}{g_{\max}} \quad \text{et} \quad \frac{M}{0,25s(t)} = \frac{M}{g_{\max}}$$

$s(t)$ étant le tassement de la couche compressible, M et T étant le moment fléchissant et l'effort tranchant maximum parasite donné par les abaques.

Dans le cas de pieux soumis à des efforts en tête, on sait que les moments fléchissants et les efforts tranchants dans le pieu sont proportionnels pour un effort donné à la rigidité à la flexion EI du pieu. En est-il de même pour les efforts parasites dus au sol ?

Si tel était le cas, les grandeurs $\frac{M}{g_{\max}EI}$ et $\frac{T}{g_{\max}EI}$ seraient constantes pour les différents diamètres de pieux. Dans le tableau ci-dessous, nous donnons les valeurs obtenues pour les efforts calculés pour chaque diamètre de pieu.

B (m)	0,8	1	1,4
$\frac{M}{g_{\max}EI}$ MN/m ²	0,0608	0,046	0,043
$\frac{T}{g_{\max}EI}$ MN/m ³	0,047	0,028	0,0159

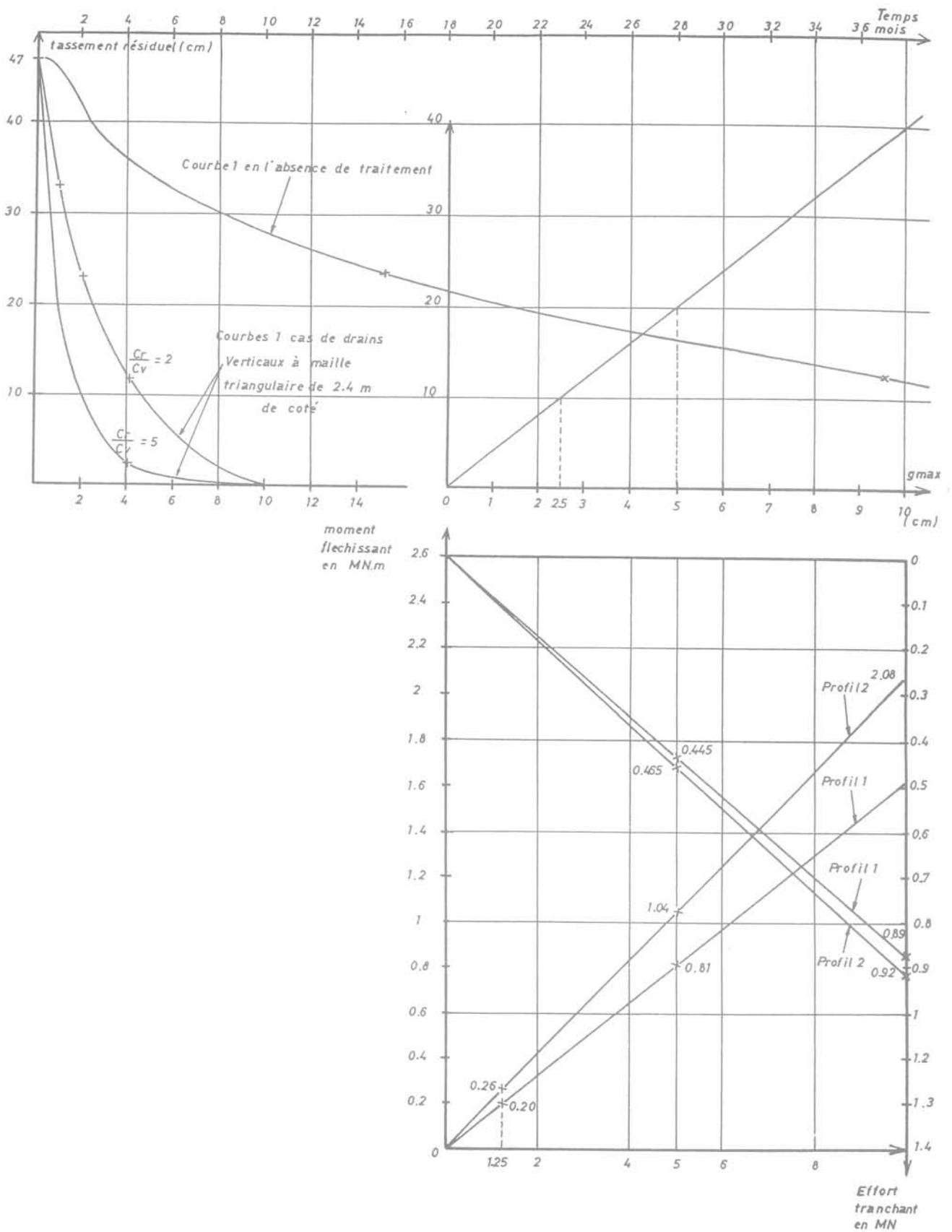


FIG. 3 OA 1639, efforts tranchants et moments fléchissants parasites sur les pieux des culées. Cas d'un pieu de 1 m de diamètre.
 OA 1639, shear stresses and bending moments of abutments piles, diameter of the pile: 1 m.

Culée du sondage SP1637/2

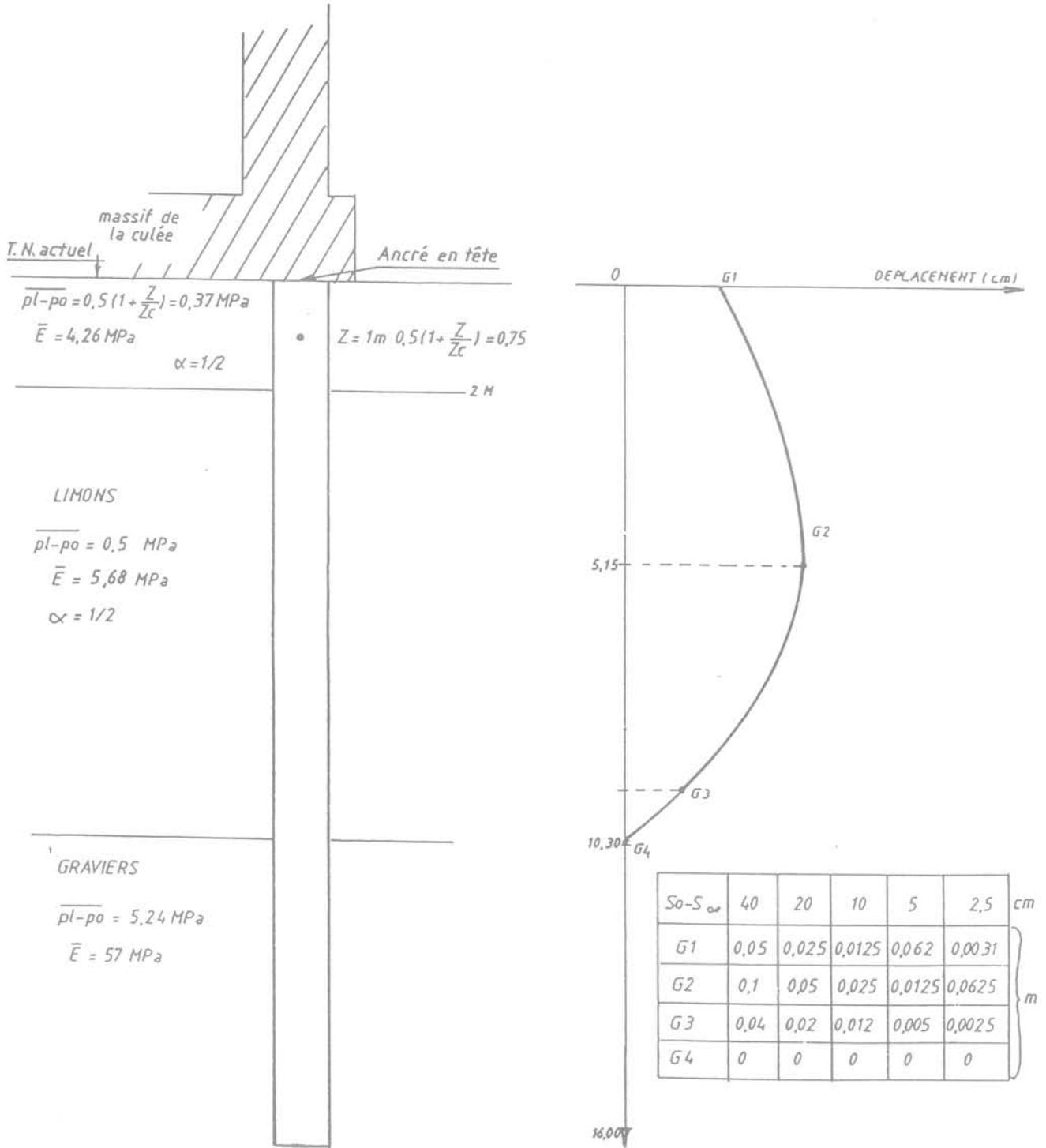


FIG. 4 OA 1637, coupe de calcul.
OA 1637, calculating section.

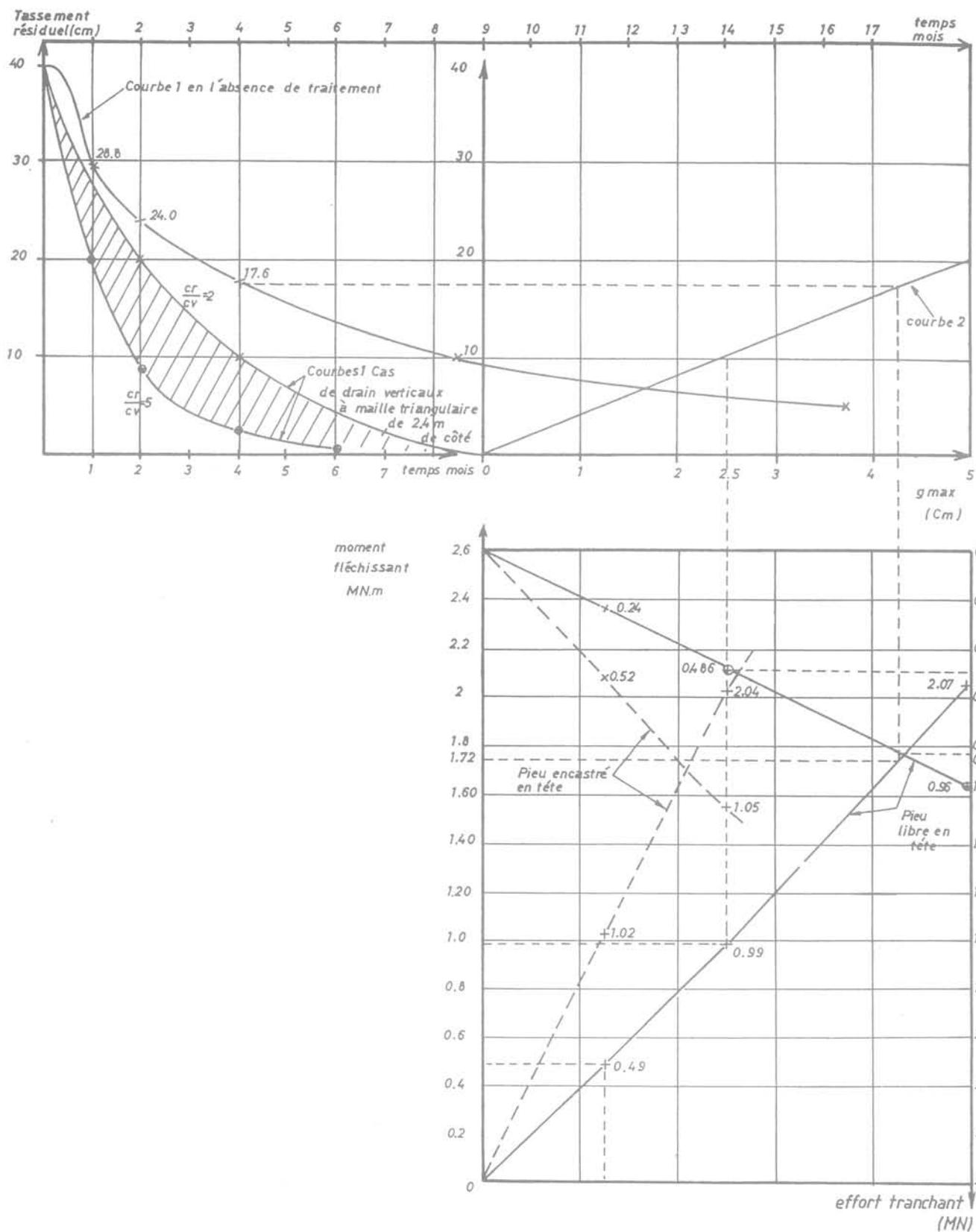


FIG. 5 OA 1637, efforts tranchants et moments fléchissants parasites sur les pieux des culées. Cas d'un pieu de 1 m de diamètre.
 OA 1637, shear stresses and bending moments of abutments piles, diameter of the pile: 1 m.

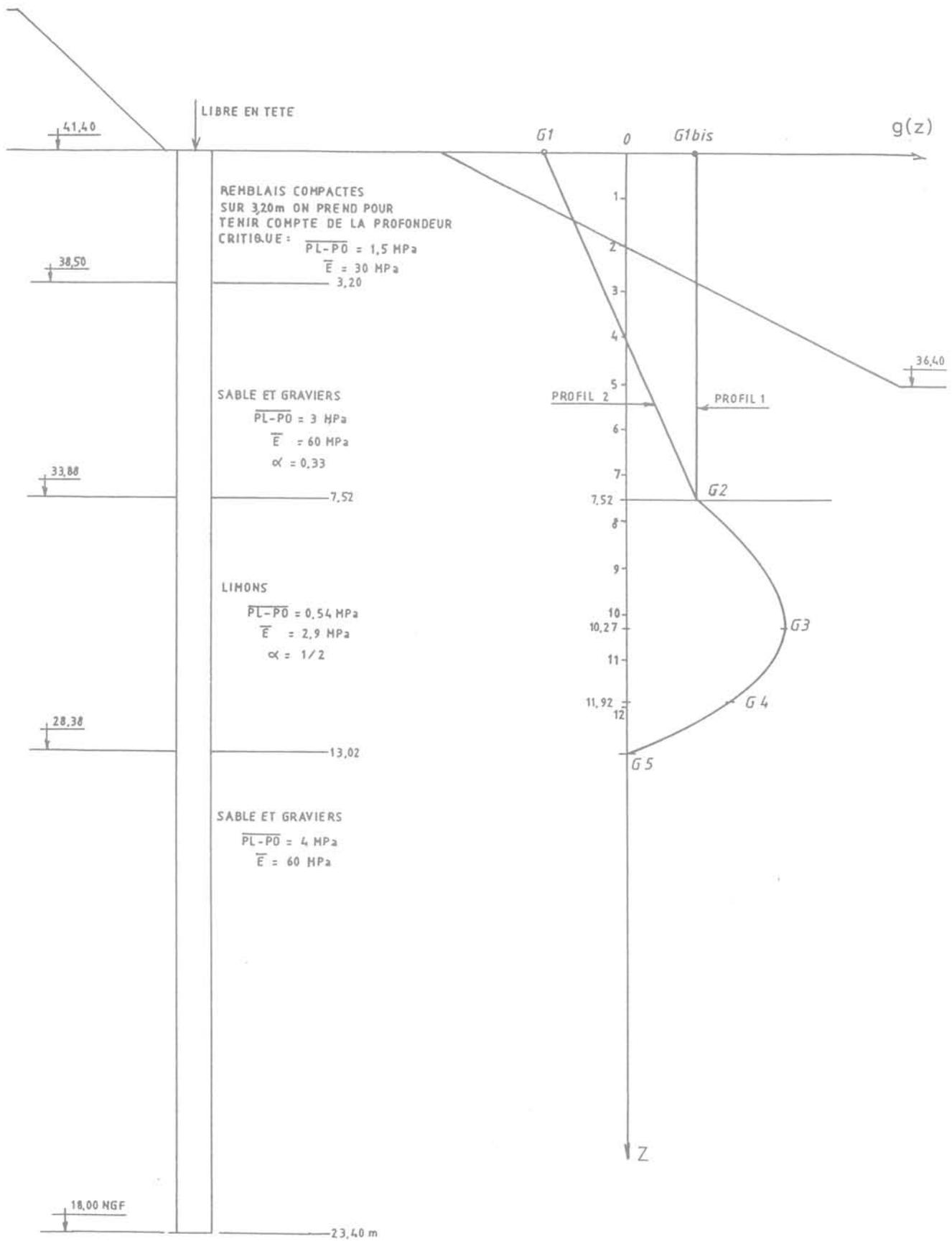
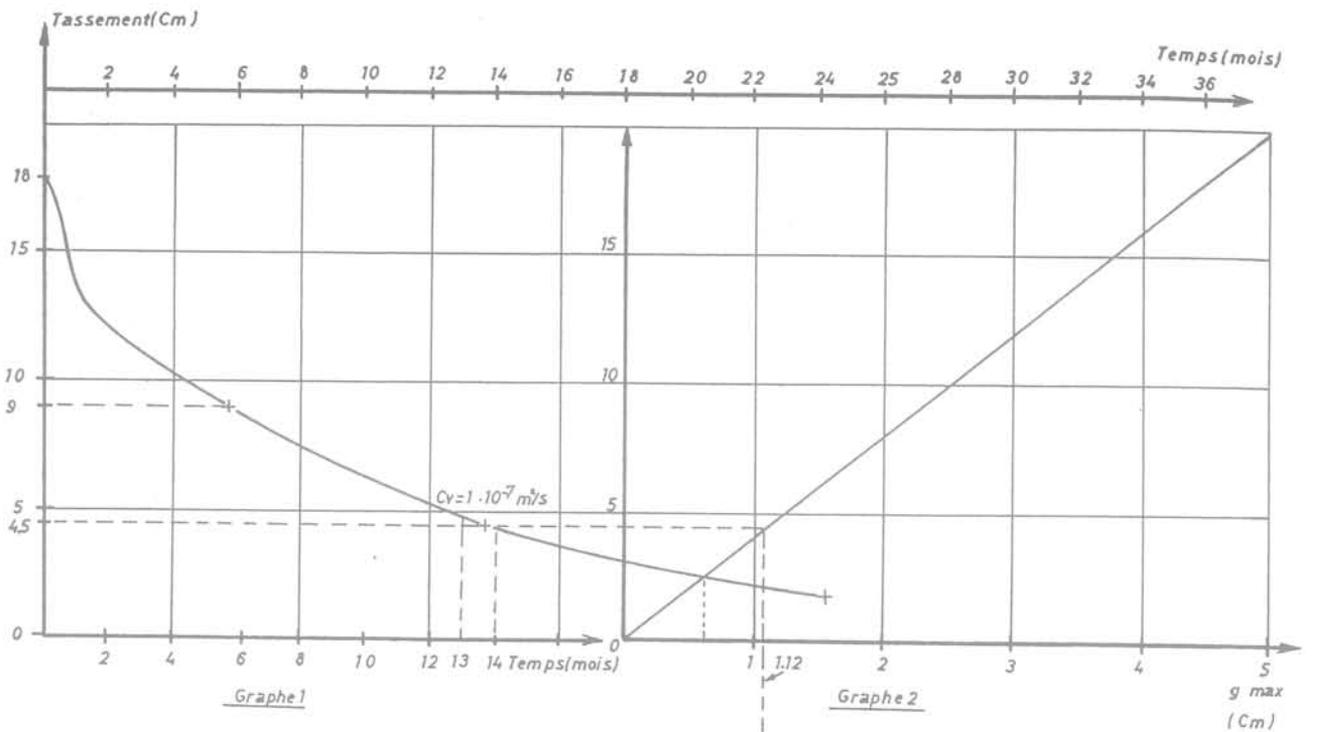
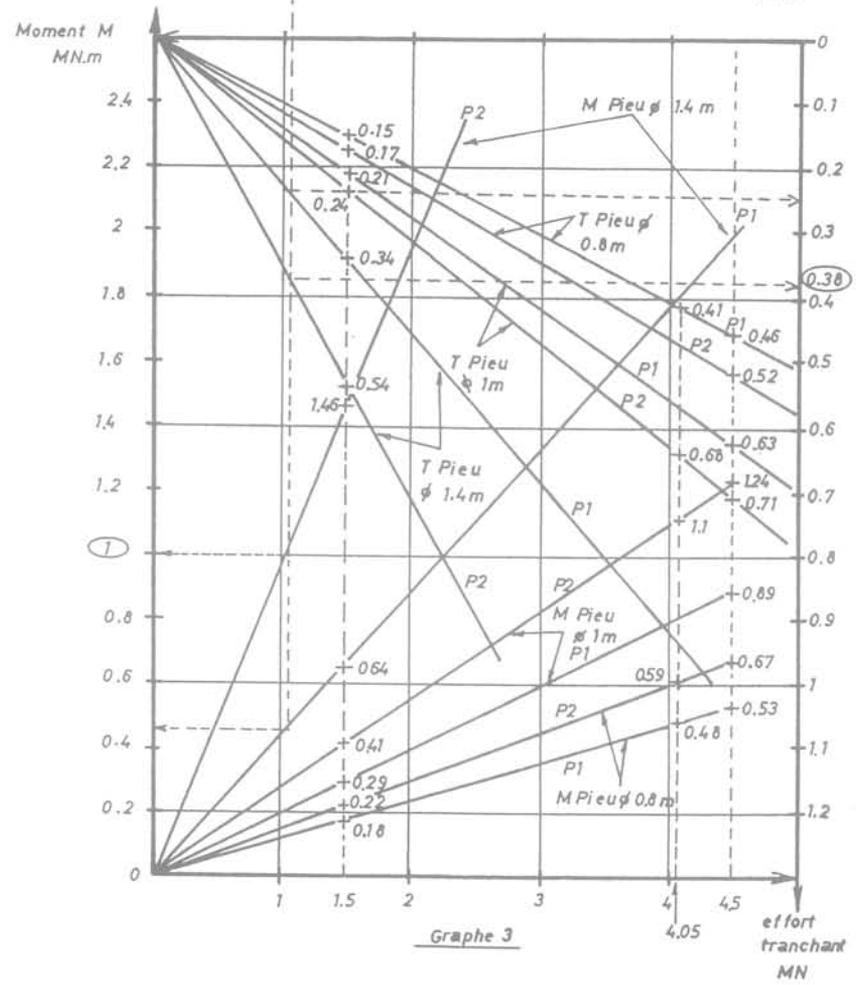


FIG. 6 OA 1648, culée Nord, coupe de calcul.
OA 1648, north abutment, calculating section.



Graph 1

Graph 2



Graph 3

FIG. 7 OA 1648, culée Nord, efforts tranchants et moments fléchissants, parasites sur les pieux.
 OA 1648, north abutment, shear stresses and bending moments of piles, diameter of the pile : 0,8 m, 1 m, 1,4 m.

Les efforts parasites dus au tassement des sols ne sont donc pas proportionnels à la rigidité à la flexion EI du pieu. On remarquera que lorsque le diamètre du pieu augmente, le rapport $\frac{M}{\theta_{max}EI}$ décroît. Les efforts croissent donc moins vite que la puissance 4 du diamètre du pieu.

6

Comparaison du résultat des abaques avec les efforts donnés par la formule de Tschébotarioff

Les moments fléchissants induits par les déplacements d'un sol compressible sous un remblai d'accès étaient traditionnellement calculés à partir de la formule de Tschébotarioff. Cette formule qui suppose implicitement les pieux mis en place en même temps que les remblais d'accès indique que le moment fléchissant maximum est situé à mi-hauteur de la couche et est donné dans le cas de pieux articulés aux deux extrémités par la formule :

$$M = 0,067 \gamma H D^2 \cdot B$$

B : diamètre du pieu ;

H : hauteur du remblai ;

D : épaisseur de la couche compressible ;

γ : densité du remblai d'accès.

Le tableau ci-dessous donne les moments maximaux obtenus dans les trois cas précédents d'une part par la formule de Tschébotarioff, d'autre part, par la méthode du fascicule 62 et le programme PILATE pour des pieux de 1 m réalisés immédiatement après les remblais. On indique également l'intervalle de temps devant séparer la réalisation des pieux de celle du remblai pour que la méthode du fascicule 62 donne des résultats identiques à celle de Tschébotarioff.

Ces résultats montrent la mauvaise correspondance entre les 2 méthodes.

La méthode de Tschébotarioff donne des résultats plus faibles que la méthode du fascicule 62 pour des pieux mis en place immédiatement après le remblai.

7

Comparaison avec les essais de l'usine Sidmar a Zelzate

Ces essais, dont on trouvera une description extensive dans la référence [6], ont consisté en l'étude de la déformation de deux pieux de 600 et 900 mm de dia-

mètre réalisés avant un remblai dont la géométrie est résumée en figure 8.

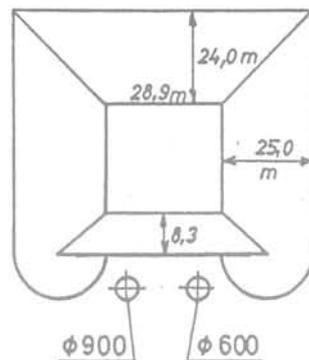


FIG. 8 Zelzate, usine Sidmar, géométrie du remblai.
Zelzate, Sidmar factory, geometry of the fill.

La coupe géotechnique et la courbe de déplacement du sol par rapport à un point situé à 8 m de profondeur sont données sur les figures 9 et 10.

Les moments fléchissants mesurés sont de 1,25 MN.m pour un pieu de 900 mm et de 0,27 MN.m pour le pieu de 600 mm.

Ainsi que le fait remarquer Verdeyen, le pieu se comporte comme une poutre s'appuyant sur les couches dures. L'examen des mesures montre, par ailleurs, que les terrains rencontrés entre 0 et 5,6 m de profondeur sont très compressibles, que ceux rencontrés entre 5,6 et 10 m sont compacts, et que les sols rencontrés au-dessous sont peu à moyennement compressibles.

Si le pieu avait été interrompu à 9,62 m, les moments auraient donc été du même ordre de grandeur.

Or, un tel pieu de 9,62 m correspond au modèle de Tschébotarioff en prenant avec les notations du paragraphe 6 :

$$B = 0,6 \text{ ou } 0,9 \text{ m}$$

$$\gamma H = 0,25 \text{ MPa}$$

$$D = 5,6 \text{ m}$$

La méthode de Tschébotarioff conduit alors à prévoir un moment de 0,315 MN.m (31,5 t.m) dans le cas du pieu de diamètre 600 (ce qui est proche de la vérité) et à un moment de 0,47 MN.m (47 t.m) dans le cas du pieu de diamètre 900, ce qui l'est beaucoup moins.

Appliquons maintenant au même pieu la méthode du fascicule 62.

Lors de l'expérience de Sidmar, les caractéristiques *in situ* avaient été mesurées au pénétromètre statique.

Ouvrage d'art	Moment maximal selon Tschébotarioff (MN.m)	Moment maximal selon le fascicule 62 pour une réalisation simultanée des pieux et du remblai T.N. (MN.m)	Temps de consolidation nécessaire du remblai pour que la méthode du fascicule 62 coïncide avec Tschébotarioff (mois)
OA 1637	1,35	2,07	5 à 6 mois
OA 1639	1,34	2,37	8 à 10 mois
OA 1648	0,19	1,24	plus de 24 mois

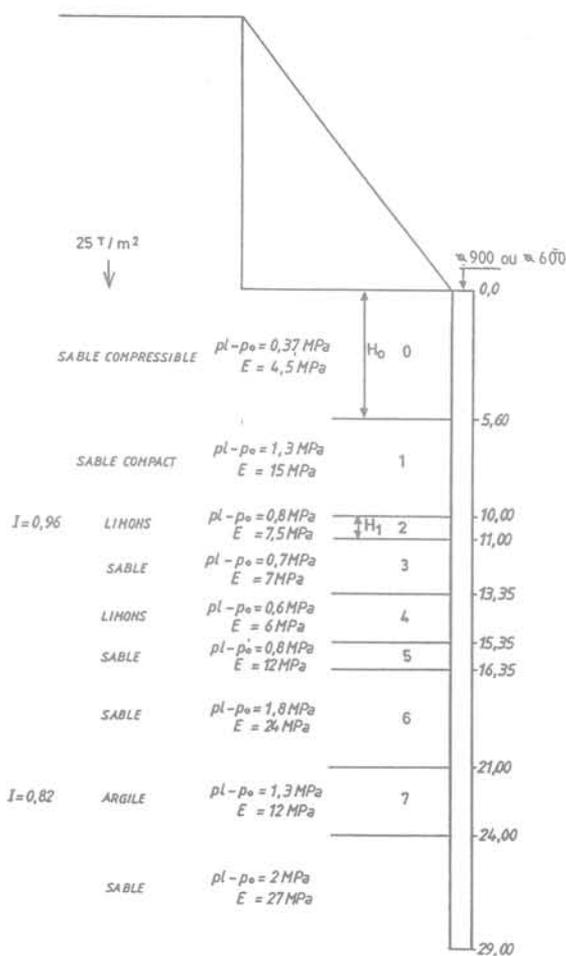


FIG. 9 Zelzate, usine Sidmar, coupe de calcul.
Zelzate, Sidmar factory, calculating section.

On peut en déduire à partir de corrélations, les caractéristiques pressiométriques des sols. Nous avons retenu les formules corrélatives données en référence [1]. On obtient alors la coupe de calcul donnée figure 9.

Le tassement sous le remblai calculé à partir de cette coupe est $s = 29,6$ cm, ce qui montre la bonne approximation de la corrélation. (Le tassement constaté expérimentalement est $s = 24,5$ cm.)

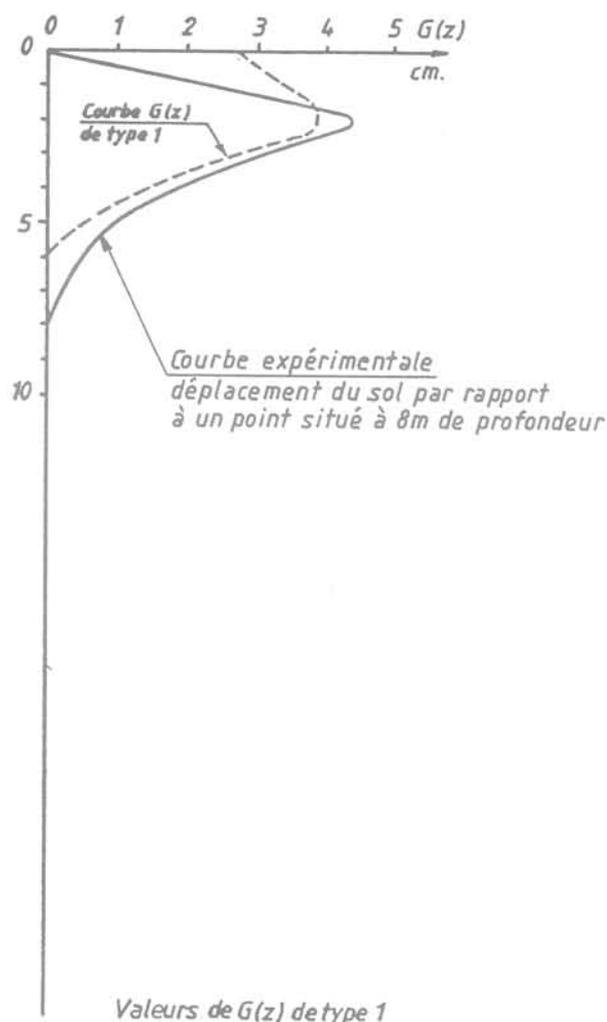
Les tassements de chacune des couches estimés par corrélation se répartissent comme indiqué dans le tableau donné page suivante :

Si pour se ramener au schéma du fascicule 62 on ne considère que la couche compressible 0, on a avec les notations du paragraphe 2.3 :

$$g_{\max} = \Gamma s(0) = 3,9 \text{ cm} (\Gamma = 0,25)$$

$$D = 5,6 \text{ cm}$$

Si l'on retient une courbe $G(z)$ de type (1) au sens du fascicule 62 (voir § 2.4), on obtient la déformée du sol donnée figure 9. On a porté sur cette même figure la courbe expérimentale de déplacement du sol par rapport à un élément de sol situé à 8 m de profondeur.



Valeurs de $G(z)$ de type 1

z	$G(z) m$
0	0,028
2	0,039
3	0,033
5,6	0

FIG. 10 Zelzate, usine Sidmar, comparaison de la courbe $g(z)$ du type 1 avec la courbe expérimentale.
Zelzate, Sidmar factory, comparison of type 1 $g(z)$ with experimental graph.

On constate que la courbe $G(z)$ de type (1) coïncide bien avec la courbe expérimentale si l'on excepte le premier mètre où cette dernière présente des déplacements beaucoup plus faibles.

Les essais de Zelzate sont donc en concordance avec les estimations de déplacement du sol du fascicule 62 qui, il est vrai, sont basées sur des considérations expérimentales.

Le calcul des moments obtenus par la méthode du fascicule 62 pour les deux pieux expérimentaux, que nous avons considérés simplement appuyés en tête, a été effectué à l'aide du programme PILATE.

On a pris en compte une rigidité à la flexion EI de 861 MN.m^2 pour le pieu de diamètre 900 mm qui était

N° de couche (voir Fig. 9)	Tassement calculé en cm
0	15,5
1	2,4
2	1,6
3	2,6
4	3
5	0,6
6	1,4
7	2,5
total	29,6 cm

constitué d'un tube métallique de diamètre 870/900 et une valeur EI de 210 MN.m² pour le pieu de diamètre 600 mm en béton armé à 4,37 % d'acier.

Tous calculs faits, on obtient les moments fléchissants maximaux donnés dans le tableau suivant. Nous y rappelons également les résultats des calculs par la méthode de Tschébotarioff.

On constate donc que les résultats de calcul ne coïncident qu'imparfaitement avec ceux de l'expérience. En ce qui concerne les pieux de diamètre 900 mm, le calcul par la méthode du fascicule est toutefois plus proche de la réalité que la méthode de Tschébotarioff. La divergence de la méthode du fascicule 62 avec l'expérience peut probablement dans ce cas être attribuée aux imperfections du modèle pris en compte.

En ce qui concerne les pieux de 600 mm, les résultats sont plus troublants. En effet, les moments mesurés lors de l'expérience sont plus faibles que ceux prévus par la méthode de Tschébotarioff et *a fortiori* par la méthode du fascicule.

Une explication à ce résultat étonnant peut être trouvée en remarquant qu'à la différence des pieux de 900 mm, le pieu de 600 mm était en béton armé. Or, pour un pieu de ce diamètre armé à 4,37 %, un moment de 0,27 MN est un effort parasite important pouvant entraîner des efforts de traction dans le béton et ainsi une fissuration. Ceci est d'ailleurs attesté par l'auteur qui décrivant l'expérience fait état de l'importante fissuration affectant les pieux de 600 mm.

Or, une telle fissuration a dû certainement faire chuter l'inertie du pieu et, en conséquence, celui-ci, plus flexible, a subi ainsi des efforts horizontaux dus au déplacement du sol moins importants.

Ce résultat est intéressant car il permet d'expliquer comment des ouvrages fondés sur des pieux, que les calculs actuels trouveraient trop peu armés, ont pu ne subir aucun désordre apparent.

La fissuration des pieux aura probablement permis à ces ouvrages de trouver un équilibre non prévu par le calcul.

8

Conclusion

Les abaques spécifiques établis permettent de présenter sur un seul document les éléments nécessaires à la prise en compte des efforts parasites sur les culées de pont évalués par la méthode du fascicule 62.

On pourra ainsi, pour chaque géométrie de sous-sol, communiquer au projeteur tous les éléments nécessaires pour connaître le temps de consolidation permettant la réalisation d'un type de pieu donné.

L'analyse des variations des efforts parasites que permet chaque abaque, fait constater que ceux-ci sont très généralement proportionnels aux tassements sous le remblai. Les efforts parasites ne sont, par contre, pas proportionnels à la raideur du pieu.

La comparaison des résultats obtenus avec ceux réputés pessimistes de la méthode de Tschébotarioff montre que la méthode du fascicule 62 conduit à des efforts parasites plus importants. L'analyse des essais en vraie grandeur de Zelzate confirme que la méthode de Tschébotarioff n'est pas toujours pessimiste et montre que les déplacements du sol indiqués par la méthode du fascicule sont proches de la réalité expérimentale.

En outre, la confrontation des moments fléchissants calculés par la méthode du fascicule 62 avec ceux obtenus expérimentalement permettent de constater les limites des deux méthodes et d'expliquer pourquoi des pieux en béton dont la section d'armatures est inférieure aux prescriptions du fascicule 62 ont pu néanmoins bien se comporter.

La recherche d'une méthode de calcul de la section d'acier permettant à un pieu en béton de se fissurer sans se rompre paraît, dans ce contexte, indispensable pour une prise en compte réaliste des interactions sols-pieux.

Il serait, par ailleurs, utile de confirmer notre analyse par l'examen d'autres résultats expérimentaux.

Diamètre de pieu	Moment calculé Tschébotarioff	Moment calculé par la méthode du fascicule 62	Moment obtenu lors de l'essai
900 mm	0,47 MN.m	0,77 MN.m	1,25 MN.m
600 mm	0,315 MN.m	0,43 MN.m	0,27 MN.m

Bibliographie

- [1] Cassan M. – *Les essais in situ en mécanique des sols, réalisation et interprétation*, Eyrolles, 1987, p. 548 à 566.
- [2] Bourges F., Frank R., Mieussens C. – Calcul des efforts et des déplacements engendrés par les poussées latérales du sol sur les pieux.
- [3] Frank R., Pilate, version 10.4, programme de calcul d'un pieu isolé soumis à des efforts de flexion en tête et à des poussées latérales du sol, LCPC, 1989.
- [4] MELT – Fascicule 62, titre V du CCTG, éd. des Textes officiels, 26, rue Desaix – 75727 Paris Cedex 15, 1993.
- [5] Hurtado J. – *Introduction à la géomécanique*, éd. Sols et Structures, 1988.
- [6] Verdeyen J., Roisin V., Nuyens J. – *Application à la mécanique de sols*, éd. Vander-Dunod, tome I, 1971, p. 349 à 443.

Le comportement des alluvions du Rhône dans une grande boîte de cisaillement direct

Y. BOURDEAU

INSA de Lyon,
URGC Géotechnique,
bât. 304
20, avenue Albert-Einstein,
69621 Villeurbanne Cedex

Résumé

Cet article présente une procédure d'exploitation d'essais de cisaillement direct réalisés avec une grosse boîte sur différents sites de la région lyonnaise ainsi qu'en laboratoire. Elle conduit à des lois empiriques de formulation simple pour déterminer les paramètres de cisaillement des alluvions du Rhône. La première partie décrit le mécanisme de l'évolution réciproque de l'angle de frottement interne et de la cohésion avec le déplacement imposé, en précisant l'influence des caractéristiques physiques et granulométriques sur le comportement observé. La deuxième partie décrit l'évolution conjointe de la dilatance avec la mobilisation de la résistance au cisaillement et les deux lois d'écoulement qui en résultent. Parmi les enseignements de cette étude phénoménologique on met en évidence le rôle temporaire de la cohésion capillaire dans les alluvions du Rhône et l'effet du remaniement sur les paramètres de cisaillement. On montre aussi que l'angle de frottement critique des alluvions peut être estimé avec un excès de l'ordre de un degré au point de soulèvement optimal dans un essai de cisaillement direct à disposition symétrique.

The behaviour of Rhône alluvium materials in a large direct shear test

Abstract

This paper presents the approach for exploitation of large direct shear tests carried out in various sites for the Lyon area and also in laboratory. Empirical models for determination of shear parameters are given for Rhône alluvium materials. The first part of the study describes the variations of the internal friction angle and of the cohesion as a function of displacement. The influence of physical properties and particle size on this behaviour is specified. The second part describes the flow rules which may be used to express the relationship between the mobilized shear stress and the rate of dilation. This investigation shows the temporary effect of the cohesion and the effect of disturbance on shear parameters. It also appears that the critical state for alluviums can be estimated with an excess about one degree when zero rate of dilation occurs in a symmetrical test with fixed top platen.

Introduction

Une superficie importante du site de Lyon est recouverte par des dépôts d'alluvions du Rhône, formés de sables et graviers, pouvant atteindre une vingtaine de mètres d'épaisseur. Le niveau de la nappe phréatique affleure le plus souvent le toit des alluvions, à la limite des remblais récents de 4 à 5 m d'épaisseur qui constituent la couverture naturelle en site urbain. Les terrassements ou l'exécution de fondations profondes mettent souvent en évidence des hétérogénéités dans cette couche porteuse, la présence d'horizons sableux alternant avec des dépôts plus grossiers (David, 1967). La figure 1 présente des courbes granulométriques relatives à une fouille de 5 m de profondeur, qui rendent compte de l'hétérogénéité de ces alluvions et de la taille des grains.

Ces sables et graviers sont de composition quartzique et contiennent des éléments calcaires qui leur confèrent une cohésion capillaire naturelle due à une cimentation des grains par des dépôts de carbonate de calcium (Cambefort, 1965). Des talus sablo-graveleux de grande hauteur peuvent ainsi rester stables avec une pente élevée, mais cet équilibre reste cependant fragile.

L'appréciation de cette cohésion en vue du dimensionnement des ouvrages est très délicate et source de nombreux débats. D'une manière plus générale, la détermination des paramètres de cisaillement des sols grossiers au laboratoire est sujette à l'écrêtage ou à la reconstitution du matériau, ce qui rend indispensable l'utilisation de matériels d'essais *in situ* de grandes dimensions pour caractériser ces alluvions.

Cet article présente la synthèse de résultats d'essais de cisaillement direct obtenus sur le sol en place, à Lyon et sur des sites voisins de la vallée du Rhône pré-

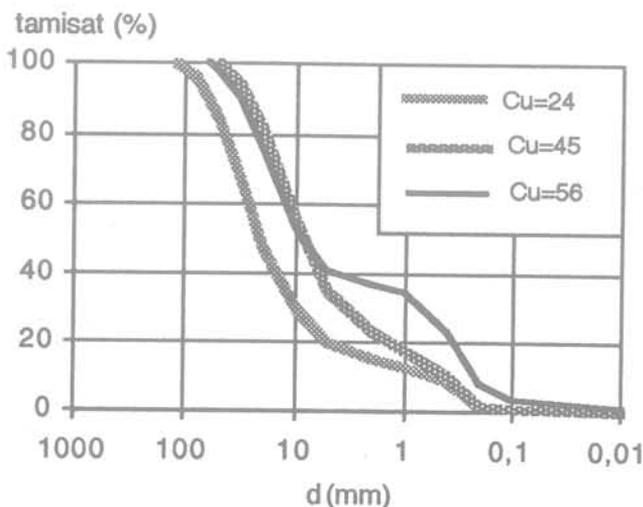


FIG. 1 Exemple de courbes granulométriques des alluvions du Rhône (gare de Vénissieux).
Example of grain size distribution for Rhône alluvium materials (station of Vénissieux).

sentant des alluvions semblables (Laréal *et al.*, 1973, Laréal, 1975, Kastner, 1982, Bourdeau *et al.*, 1989), ainsi qu'au laboratoire sur des échantillons reconstitués (Bacot, 1981, Guichard, 1995, Ogunro, 1996). Cette étude expérimentale, réalisée avec une boîte de section 0,6 m x 0,6 m et de hauteur de 0,4 m, est complétée par la mesure de l'angle de frottement critique ϕ_{cv} à l'appareil triaxial.

Le comportement au cisaillement des alluvions du Rhône est analysé ici à travers l'évolution réciproque de l'angle de frottement interne ϕ et de la cohésion C jusqu'à l'obtention de l'effort résiduel. Ce mécanisme, qui est décrit conjointement au développement de la dilatance, débouche sur des lois d'écoulement.

Une approche par corrélations faisant intervenir les caractéristiques physiques, granulométriques et mécaniques du matériau conduit à des lois de comportement générales, qui sont de formulation simple et complémentaires. Elles englobent les essais *in situ* et les essais de laboratoire et permettent de répondre à l'effet de l'écrêtage et du remaniement sur la résistance au cisaillement des alluvions du Rhône.

2

Les dispositifs expérimentaux

2.1

Les essais *in situ*

Les expérimentations en place ayant été réalisées dans le cadre de grands travaux, parfois à l'intérieur de fouilles étroites en site urbain, le dispositif d'essais a été conçu pour répondre avec souplesse aux impératifs habituels des chantiers : conditions d'accès difficiles, encombrement limité, rapidité d'intervention pour le respect des plannings et de l'organisation du chantier et utilisation d'engins pour les manutentions.

La boîte, qui ne comprend que la partie dite supérieure, est mise en place par havage sur une profondeur de 350 mm. Pour empêcher toute possibilité d'évolution de la charge verticale en cours d'essai et pour autoriser la libre évolution de la dilatance dans l'échantillon, le dispositif de chargement est réduit à un plateau qui vient en appui sur l'échantillon de sol (Fig. 2a). Ce plateau peut recevoir jusqu'à 10 gueuses en fonte de 5 kN, ce qui limite la contrainte normale σ_v à 158 kPa en tenant compte du poids de la boîte et du matériau qu'elle contient.

Le système de traction comprend un capteur d'effort et un vérin actionné par une centrale hydraulique. L'effort de cisaillement est appliqué dans le plan de séparation du boîtier et du massif selon le processus du déplacement contrôlé à charge normale constante, avec une vitesse de 1 mm/mn. Le déplacement horizontal U est mesuré en deux points de la face arrière de la boîte et les mouvements verticaux V du plateau ont pu être suivis sur le site de Saint-Vallier.

2.2

Les essais de laboratoire

Dans le dispositif de laboratoire (Fig. 2b) la boîte supérieure et les modes d'application de la charge ver-

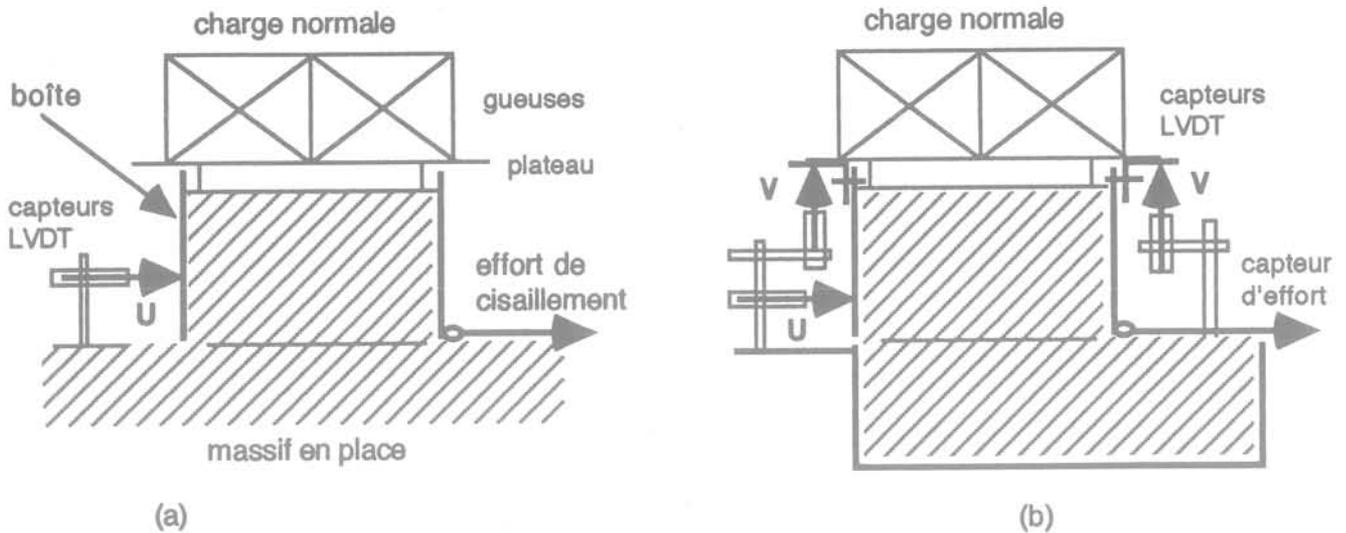


FIG. 2 Principe de l'essai de cisaillement direct: (a) essai *in situ* avec plateau de chargement libre et boîte 0,6 x 0,6 m (section) x 0,4 (hauteur), (b) essai au laboratoire avec piston bloqué (disposition symétrique). Large direct shear test (schematic): (a) *in situ* test with free top platen and box 0,6 m x 0,6 m (area) x 0,4 m (height), (b) laboratory symmetrical test with fixed top platen.

ticale et de l'effort de cisaillement sont identiques à ceux de l'essai en place. La longueur de la boîte inférieure est portée à 1 m pour avoir une section de cisaillement constante et un écartement suffisant est imposé entre les boîtiers afin d'éviter les frottements parasites.

Le mode opératoire s'effectue sans le souci de la reproduction des conditions relevées sur site et il est modifié pour chaque série d'essais afin d'étendre la plage des caractéristiques physiques et granulométriques du sol. Le compactage en plusieurs couches est assuré avec une dame à hauteur de chute contrôlée ou une pilonneuse.

Alors que les mouvements relatifs de la boîte et du plateau de chargement ne sont pas empêchés dans les essais *in situ*, la liberté de rotation de l'échantillon est réduite au laboratoire en appliquant la disposition symétrique recommandée par Jewell (1989) pour accroître l'uniformité des déformations dans le plan de cisaillement. Cette opération consiste à solidariser le plateau au boîtier supérieur, dont les faces intérieures sont lubrifiées, après chargement et consolidation du matériau.

Les mouvements verticaux V sont mesurés aux quatre coins du boîtier supérieur.

3

Le programme expérimental

Le bilan de la campagne expérimentale s'établit à 27 séries d'essais, pour σ_o variant entre 36 et 158 kPa. Les essais *in situ* (Tableau I) ont été réalisés au toit des alluvions, après décapage de la couche superficielle, pour les sites de Saint-Vallier, Vénissieux, Feyzin, Millery, ou à l'intérieur de fouilles pour les sites Lyonnais (Part-Dieu, Saxe-Gambetta et Garibaldi) à des profondeurs pouvant atteindre 11 m par rapport au terrain naturel, ou 7 m par rapport au toit des alluvions. En outre, à Saint-Vallier, des essais complémentaires ont été réalisés sur des remblais reconstitués avec le matériau en place.

Les essais de laboratoire sont effectués sur des échantillons écrêtés à $d_{max} = 80$ mm, 50 mm, 31,5 mm ou 20 mm (Tableau II). Afin de définir la valeur minimale de d_{max} permettant de conserver le comportement en place du matériau, l'écrêtage est réalisé sans compensation.

Le facteur d'amélioration F_a indiqué aux tableaux I et II traduit l'influence conjuguée du poids volumique sec γ_d et du coefficient d'uniformité C_u du matériau sur l'amélioration de la résistance au cisaillement. La relation empirique (2) qui détermine F_a est une généralisation de la formule (1) proposée par Mogami (1969) pour estimer l'angle de frottement au pic ϕ_{pic} des matériaux grossiers perméables à partir de l'indice des vides e et de C_u .

$$(1 + e) \sin \phi_{pic} = k = A + B \cdot \log(C_u) \quad (1)$$

Les constantes A et B dépendent du sol. La solution $A = 2B = 0,432$ retenue dans (2) correspond pour les alluvions du Rhône à la borne supérieure des points de mesure dans le repère $k - \log(C_u)$ (Bourdeau *et al.*, 1989 et Guichard, 1995).

$$F_a = \frac{0,216 \log(100 C_u)}{1 + e} \quad (2)$$

4

Résultats expérimentaux

4.1

Estimation de l'angle de frottement critique

Le bas du tableau II rend compte des essais triaxiaux avec mesure des variations de volume réalisés pour plusieurs densités d'un échantillon de diamètre 200 mm et de hauteur 420 mm. L'angle de frottement critique ϕ_{cv} dépendant essentiellement de la nature minéralogique du matériau, afin de réduire les effets d'échelle d'une part et pour ne pas avoir à tenir compte d'une cohésion capillaire d'autre part, ces essais triaxiaux ont été conduits sur un échantillon sec écrêté à 5 mm et débarassé des fines.

TABEAU I Programme des essais *in situ*.
Set of *in situ* tests.

Site	γ_d kN/m ³	Cu	F _u
Lyon Part-Dieu (4 séries) (TN à NGF 167,6 toit des alluvions à NGF 163,2) fouille à NGF 160,5 (I) ^a fouille à NGF 158,5 (II) ^a fouille à NGF 158,7 (III) ^a fouille à NGF 156,8 (IV) ^a ^a essais stoppés au pic ^b valeur moyenne du site	21,2 ^b	60 ^b	0,653
Lyon Saxe-Gambetta (6 séries) (TN à NGF 167,2 toit à NGF 162,3) fouille à NGF 159,6 (2 séries) fouille à NGF 158 (2 séries) fouille à NGF 156 (2 séries)	17 19,4 21,1	243 37 60	0,608 0,564 0,650
Lyon Garibaldi (TN à NGF 171 toit des alluvions à NGF 166) fouille NGF 164,6 (1 série)			
Vénissieux toit des alluvions (1 série)	18,5	56	0,584
Feyzin toit des alluvions (1 série)			
Millery toit des alluvions (1 série)	22,4	97	0,728
Saint-Vallier (5 séries) toit des alluvions (I) ^c toit des alluvions (II) ^c remblai roulé (III, 2 séries) remblai déversé (IV) ^c mesure de la dilatance	22,1 21,1 22,0 21,1	46 60 48 40	0,660 0,650 0,660 0,620

TABEAU II Programme des essais de laboratoire.
Set of laboratory test.

Lieu de prélèvement	γ_d kN/m ³	Cu	F _u
Miribel (6 séries) d _{max} = 80 mm ^d d _{max} = 50 mm ^d d _{max} = 31,5 mm (I) ^d d _{max} = 31,5 mm (II) d _{max} = 20 mm (I) ^d d _{max} = 20 mm (II) ^d ^d mesure de la dilatance	20,9 22,0 24,4 21,0 21,4 21,4	64 51 37 33 22 31	0,648 0,665 0,710 0,602 0,583 0,606
Vénissieux (1 série) d _{max} = 31,5 mm	20,2	36	0,566
Satolas (1 série) d _{max} = 20 mm	20,9	18	0,555
Miribel (3 séries de 4 essais triaxiaux ^e) d _{max} = 5 mm d _{max} = 5 mm d _{max} = 5 mm ^e 0,2 MPa ≤ σ_3 ≤ 0,5 MPa	15,6 16,4 17,0		

Les études comparatives de Negussey *et al.* (1988) sur un sable d'Ottawa et Oyenuga et Tisot (1989) sur un sable de Moselle ont par ailleurs montré un bon accord entre ϕ_{cv} et l'angle ϕ_{mc} mesuré au point de contraction maximale dans un essai triaxial. L'utilisation de cette méthode indirecte conduit ici à $\phi_{cv} = 33^\circ$, soit $\tan \phi_{cv} = 0,65$. Cette valeur s'inscrit bien dans la plage des valeurs généralement admises pour des grains siliceux.

4.2

Mise en évidence du rôle temporaire de la cohésion

Les figures 3 et 4 illustrent l'évolution de la résistance au cisaillement exprimée sous la forme τ/σ_0 (en ordonnée à gauche) et du soulèvement moyen du boîtier supérieur (en ordonnée à droite) avec le déplacement U. La figure 3 est donnée pour une série d'essais en place à Saint-Vallier et la figure 4 pour les essais conduits en laboratoire avec $d_{max} = 50$ mm. Pour alléger la représentation, la relation V-U est donnée uniquement pour les plus faibles et plus fortes valeurs de σ_0 .

Les positions U_{pic} de la contrainte maximale et U_r de la contrainte résiduelle, ainsi que les valeurs V_{max} du soulèvement maximal et dV/dU_{max} du gradient de soulèvement maximal sont précisées pour l'un des essais.

La comparaison des figures 3 et 4 indique que le remaniement et l'écrêtage simple à 50 mm n'altèrent pas le comportement pic-palier et le caractère dilatant des alluvions du Rhône en place.

La diminution du rapport τ/σ_0 quand σ_0 augmente, qui est sensible dès le début de l'essai et très nette au voisinage du pic, prouve la manifestation d'une cohésion tant pour le sol en place que pour le sol reconstitué. Au-delà du pic, pour un déplacement qui peut varier entre 20 et 30 mm selon les conditions d'essai, les relations $\tau/\sigma_0 - U$ se confondent, ce qui démontre que la cohésion est détruite bien avant l'obtention de V_{max} et du palier.

4.3

Effet de la dilatance

L'analyse globale des résultats indique que la phase initiale de la contractance est d'autant plus accentuée que σ_0 est fort, que la position du gradient maximal dV/dU_{max} coïncide avec celle du pic τ_{max}/σ_0 et que dV/dU_{max} et V_{max} diminuent quand σ_0 augmente. Ces constatations sont en accord avec les connaissances sur la dilatance.

Le soulèvement optimal n'excède pas 6 mm et semble peu influencé par la taille des grains. Par ailleurs l'obtention de V_{max} est parfois concomitante à l'apparition du palier résiduel (voir Fig. 4), mais il arrive qu'elle le précède (voir Fig. 3).

Pour des déplacements excédant 50 mm des aléas expérimentaux peuvent conduire à une altération du comportement du matériau: non planéité du sol support, rencontre de gros éléments dans le plan de cisaillement et désalignement du système de traction. Cette difficulté à maintenir le bon guidage du boîtier supérieur, surtout pour les essais en place, conduit à un basculement par l'avant du dispositif et à une diminution du soulèvement moyen. La relation V - U se radou-

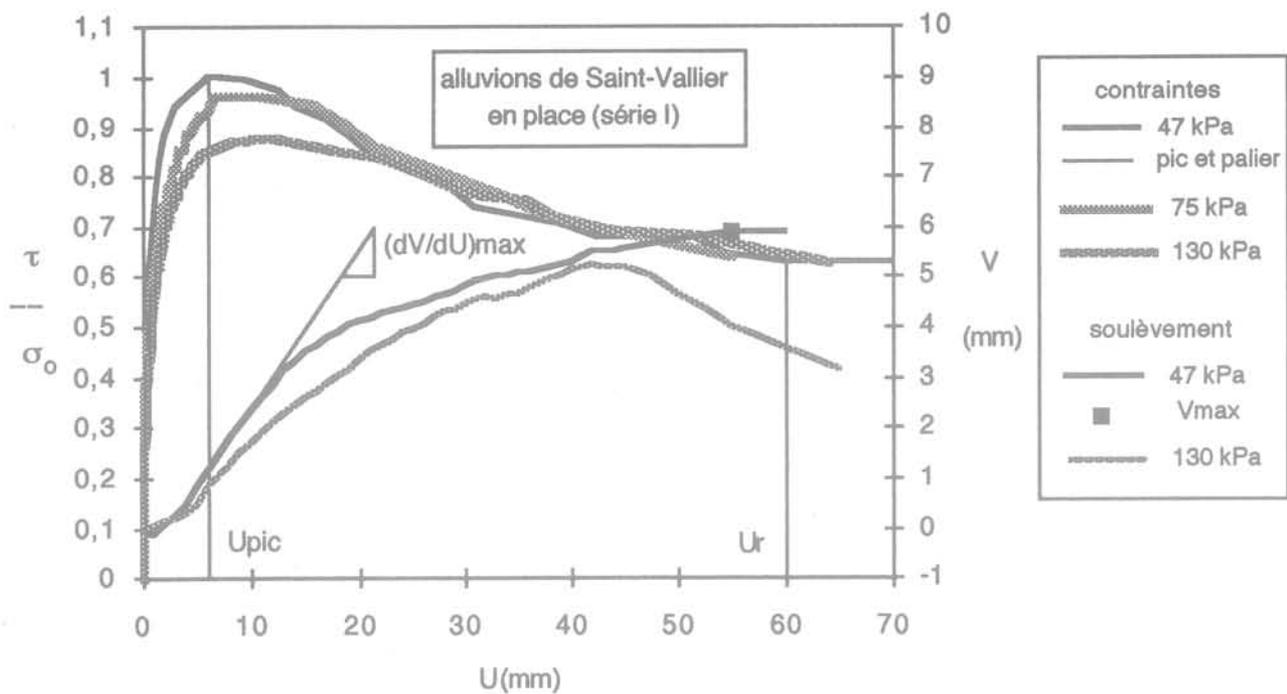


FIG. 3 Exemple de relations contraintes - déplacement et soulèvement - déplacement dans un essai de cisaillement direct en place avec les alluvions du Rhône (Saint-Vallier, essai 1).
Example for shear stress versus displacement and vertical displacement versus displacement relationships in *in situ* direct shear test on Rhône alluvium materials (Saint-Vallier, test 1).

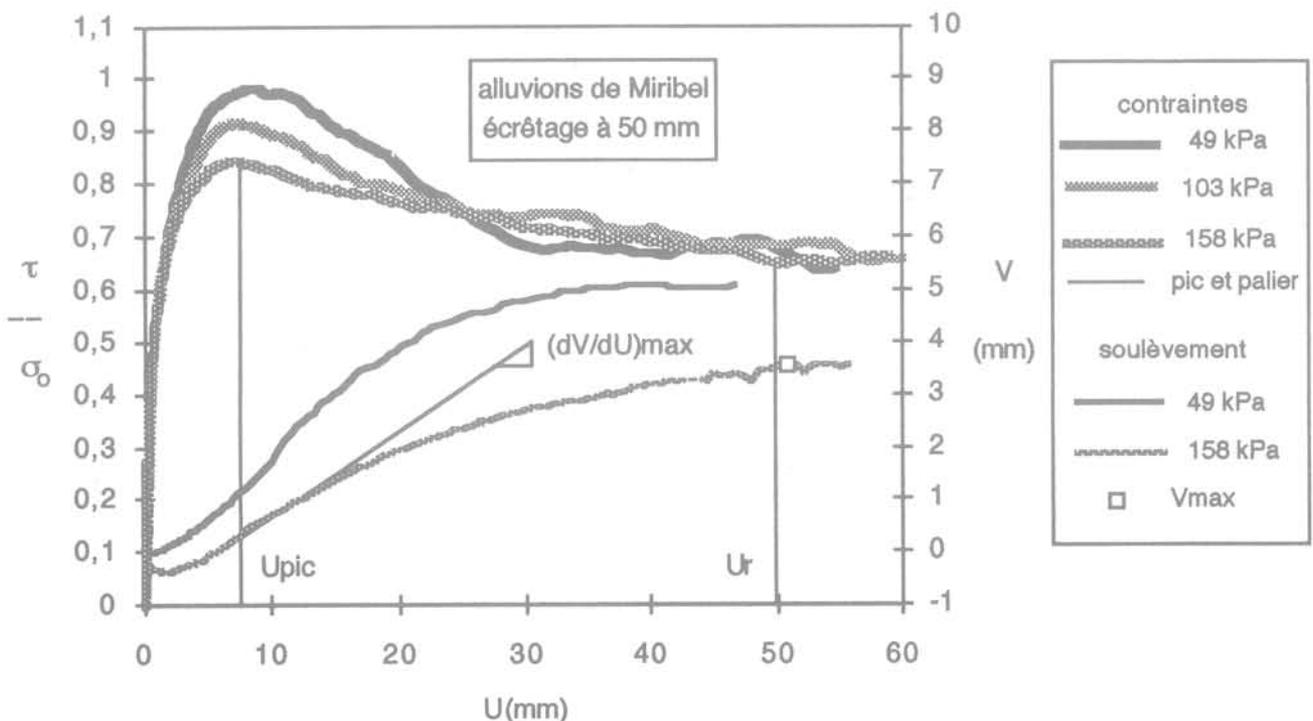


FIG. 4 Exemple de relations contraintes - déplacement et soulèvement - déplacement dans un essai de cisaillement direct au laboratoire avec les alluvions du Rhône ($d_{max} = 50$ mm).
Example of shear stress versus displacement and vertical displacement versus displacement relationships in laboratory direct shear test on Rhône alluvium materials ($d_{max} = 50$ mm).

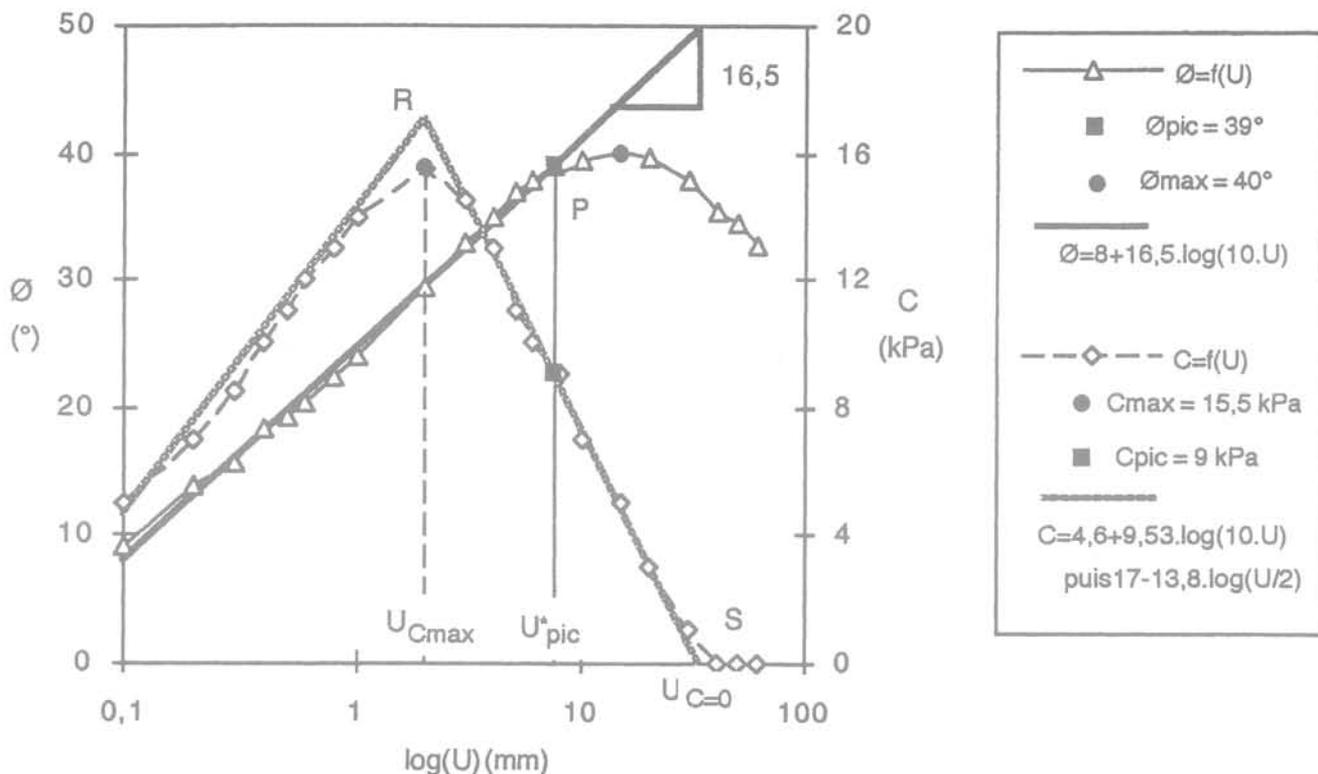


FIG.5 Exemple de relations angle de frottement interne – déplacement et cohésion – déplacement (Saint-Vallier, essai 1).
Example of mobilized internal friction angle versus displacement and cohesion versus displacement relationships (Saint-Vallier, test 1).

cit alors au-delà de la valeur optimale V_{max} (voir Fig. 3, pour $\sigma_o = 130$ kPa).

5

Mécanisme de la mobilisation de la résistance au cisaillement

5.1

Évolution de ϕ et C avec le déplacement

La description du mécanisme de progression de l'angle de frottement ϕ et de la cohésion C avec le déplacement oblige à distinguer les valeurs optimales ϕ_{max} et C_{max} qui peuvent être atteintes séparément par le tracé à U égal des relations $\tau - \sigma_o$ et les valeurs ϕ_{pic} et C_{pic} déterminées conventionnellement avec les efforts au pic, dans le repère $\tau_{max} - \sigma_o$.

Pour l'exemple du site de Saint-Vallier (Fig. 5), les évolutions de ϕ (en ordonnée à gauche) et de C (ordonnée à droite) sont schématisées par des relations linéaires dans un repère semi-logarithmique. Le positionnement de ϕ_{pic} et C_{pic} sur ce schéma correspond à un déplacement apparent U^*_{pic} qui marque la fin de la progression linéaire de ϕ . Pour cet exemple, la valeur $\phi_{max} = 40^\circ$ est supérieure à la valeur conventionnelle $\phi_{pic} = 39^\circ$.

$$\phi = (1,08 \phi_{pic} - 32) + 16,5 \log(10 U) \quad (3)$$

avec U (mm) et ϕ (degrés).

Pour $\phi = \phi_{pic}$, l'application de la formule (3) permet de préciser son domaine de validité.

$$U \text{ (mm)} \leq U^*_{pic} = 8,7 \exp(-0,011 \phi_{pic}) \quad (4)$$

soit $U \text{ (mm)} \leq 5,6$ mm pour $\phi_{pic} = 40^\circ$

$$U \text{ (mm)} \leq 6,3$$
 mm pour $\phi_{pic} = 30^\circ$

Pour une gamme de valeurs courantes de ϕ_{pic} , l'application numérique montre que le déplacement apparent au pic augmente modérément quand ϕ_{pic} diminue.

L'évolution de la cohésion avec $\log(U)$ est approchée par une relation bilinéaire dont la première partie conduit peu après la fin de la phase de contractance à une valeur optimale C_{max} pour un déplacement U_{Cmax} inférieur à U^*_{pic} . Au-delà de U_{Cmax} , la décroissance de C est très rapide, et le matériau devient purement frottant alors que la dégradation de ϕ est juste amorcée. L'observation d'une valeur optimale de la cohésion précédant le pic pour des matériaux grossiers est également citée par Ortigosa (1989).

La difficulté à obtenir, comme pour ϕ , une loi explicite $C = f(U)$ oblige à procéder par corrélations (voir 5-2 et 5-3).

5.2

Lois empiriques pour l'évolution conjointe de C et ϕ

La figure 6 traduit l'évolution conjointe de la cohésion et de l'angle de frottement pour quelques séries

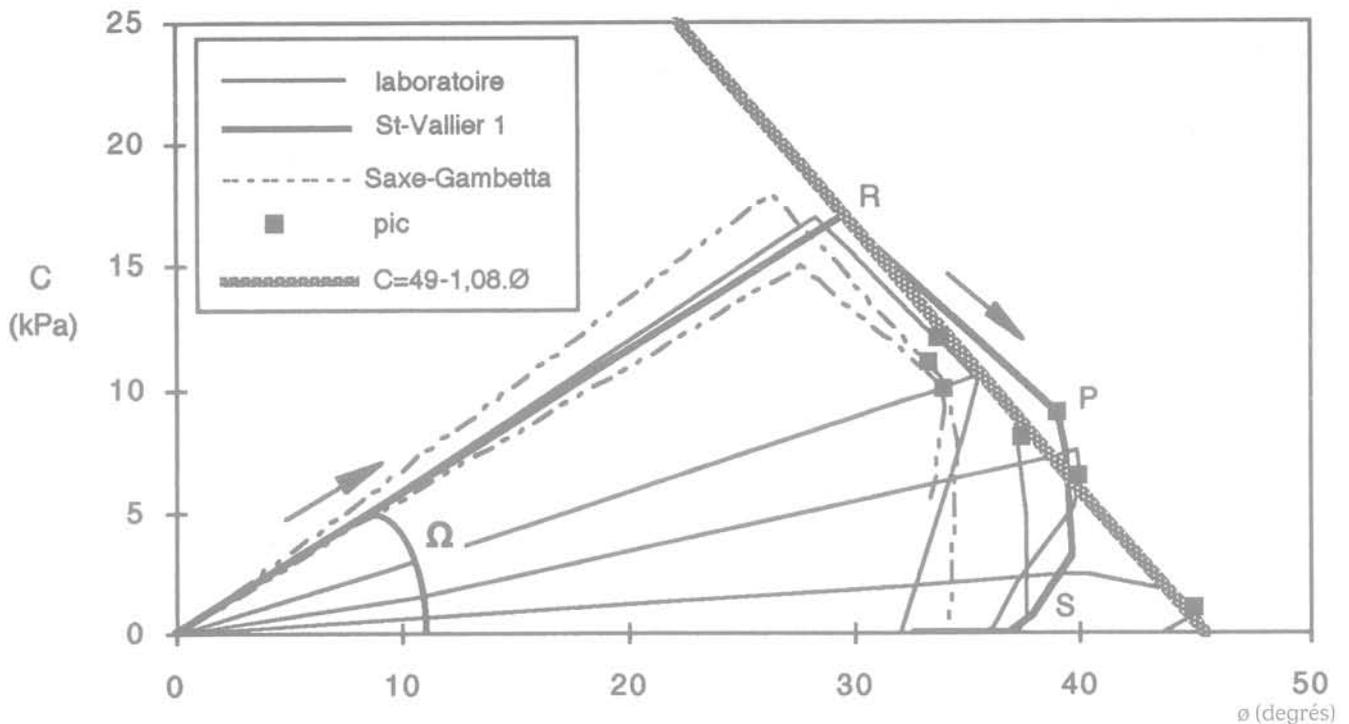


FIG.6 Évolution conjointe de la cohésion avec l'angle de frottement.
Mobilized cohesion versus mobilized internal friction angle.

d'essais citées aux tableaux I et II. La position des pics est donnée en symboles noirs. Pour l'exemple de Saint-Vallier (courbe ORPS en trait gras) la première partie OR représente l'augmentation conjointe de C et ϕ jusqu'au point R de cohésion optimale C_{max} . Cette phase linéaire de pente Ω satisfait à la relation (5).

$$C = \Omega \phi \quad (5)$$

pour $U \leq U_{C_{\text{max}}}$

Malgré la dispersion des points de mesure pour les essais en place dans la représentation $\Omega - F_a$, la figure 7 montre que la pente Ω est plus faible pour les essais de laboratoire, ce qui signifie que la reconstitution du matériau et le délai de quelques heures autorisé entre l'application de la charge et le cisaillement ne permettent pas de retrouver complètement la cohésion naturelle en place. A facteur d'amélioration égal, les expressions (6a) pour le sol en place et (6b) pour l'échantillon reconstitué indiquent que la cohésion est détruite pour moitié avec le remaniement.

$$\Omega \text{ (kPa)} = 7,12 - 10 F_a \quad (6a)$$

$$\Omega \text{ (kPa)} = 3,56 - 5 F_a \quad (6b)$$

La seconde partie RP (Fig. 6) précise à la fois la diminution progressive de la cohésion et la poursuite de la mobilisation du frottement interne jusqu'au point P de résistance au cisaillement maximale. Les profils RP s'appuient sur une même enveloppe, représentée en grisé, dont l'approximation linéaire (7) convient pour le sol en place ou reconstitué.

$$C \text{ (kPa)} = 49 - 1,08 \phi \text{ (degré)} \quad (7)$$

pour $U_{C_{\text{max}}} \leq U \leq U_{\text{pic}}^*$

Pour décrire l'évolution de la cohésion avec le déplacement il suffit alors de combiner dans un premier temps les formules (3) et (5), en tenant compte de

(6a) ou (6b), puis les expressions (3) et (7). Ensuite, comme présenté à la figure 5, une extrapolation linéaire conduite entre $U_{C_{\text{max}}}$ qui est déduit de l'égalité entre (5) et (7) et U_{pic}^* qui est tiré de (4) permet de poursuivre la démarche jusqu'au déplacement $U_{C=0}$.

5.3

Corrélation entre valeurs au pic et caractéristiques physiques

L'examen de la figure 6 montre que l'expression (7) relative à l'enveloppe des tracés $C - \phi$ peut être étendue pour les valeurs au pic à la corrélation (8).

$$C_{\text{pic}} \text{ (kPa)} = 49 - 1,08 \phi_{\text{pic}} \text{ (degré)} \quad (8)$$

La procédure d'évaluation de ϕ et C avec U (voir §5-1 et 5-2) et la détermination de C_{pic} avec (8) nécessitent la connaissance de ϕ_{pic} . En l'absence d'essai spécifique cette valeur au pic peut être déterminée en fonction du facteur d'amélioration F_a , avec l'expression (9) tirée de la figure 8.

$$\tan \phi_{\text{pic}} = 3,7 F_a - 1,62 \quad (9)$$

Pour $C_{\text{pic}} = 0$ les relations générales (1), (2), (6a), (6b), (8) et (9) concourent aux valeurs limites $\phi_{\text{pic}}^{\text{max}} = 45^\circ$ de l'angle de frottement au pic et $F_a^{\text{max}} = 0,712$ du facteur d'amélioration. L'examen des valeurs γ_d et C_u mesurées en place (tableau I) montre que l'obtention de la condition $[F_a^{\text{max}} = \phi_{\text{pic}}^{\text{max}} = 0]$ relève d'une conjoncture exceptionnelle. Ainsi, pour $d_{\text{max}} = 31,5 \text{ mm}$, le couple de valeurs $[\phi_{\text{pic}} = 45^\circ; C_{\text{pic}} = 1 \text{ kPa}]$ figurant au tableau IV n'a pu être obtenu qu'au prix d'un compactage très énergique conduisant à $\gamma_d = 24,4 \text{ kN/m}^3$ (Tableau II).

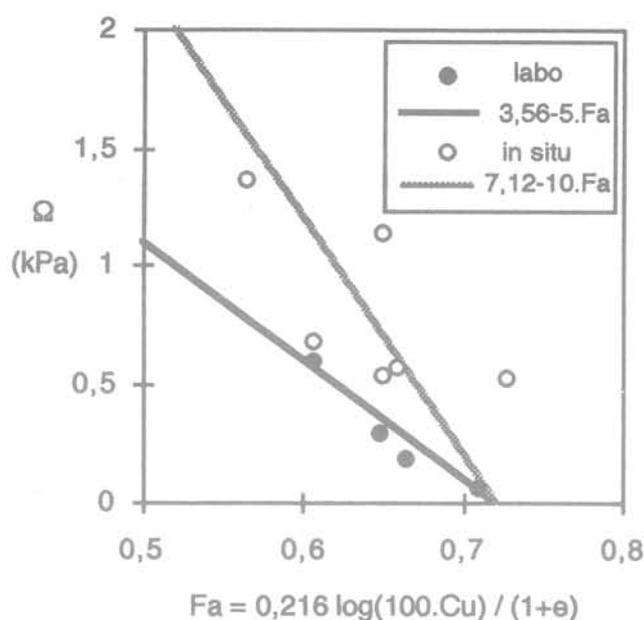


FIG. 7 Corrélation entre l'angle et le facteur Ω d'amélioration F_a .
Relation between Ω and coefficient F_a .

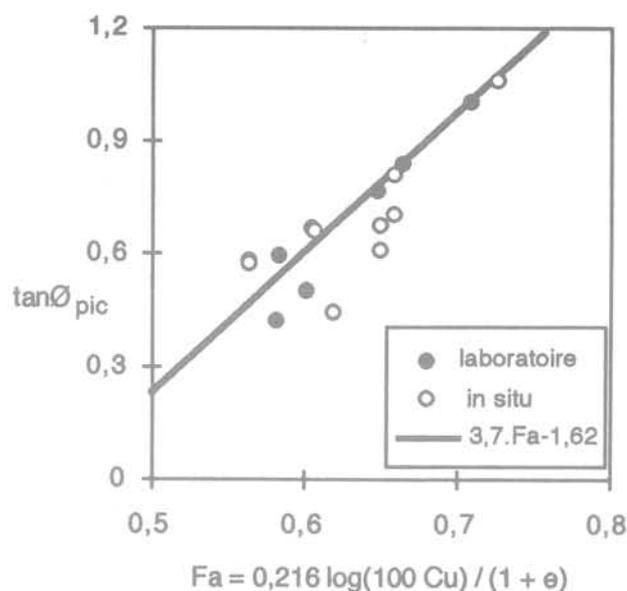


FIG. 8 Corrélation entre l'angle de frottement au pic et le facteur d'amélioration F_a .
Relation between ultimate friction angle and coefficient F_a .

5.4

Interprétation globale

Dans les tableaux récapitulatifs III et IV, $\varnothing_{V_{max}}$ représente l'angle mesuré au point de soulèvement maximal et U_{pic}^* correspond à la simulation propre à chacun des essais comme présenté à la figure 5. Cette valeur peut s'écarter légèrement du résultat déduit de la corrélation (4) ou des positions U_{pic} propres à chaque contrainte σ_o . Par ailleurs, hormis pour le site de Lyon Saxe-Gambetta (III), l'angle \varnothing_{max} est supérieur à \varnothing_{pic} ; l'écart n'excède cependant pas 2° , ce qui est logique compte tenu de la faible influence de σ_o sur U_p (voir Fig. 3 et 4).

Pour compléter les tendances marquantes tirées des relations (1) à (9), les valeurs conventionnelles \varnothing_{pic} , \varnothing_r et \varnothing_{cv} de l'angle de frottement doivent être comparées entre elles et situées par rapport aux valeurs \varnothing_{max} et $\varnothing_{V_{max}}$ déduites des relations $\tau - \sigma_o$ à U égal. La figure 9, qui traduit la correspondance entre les angles de frottement mesurés au pic et au palier, conduit ainsi à la relation linéaire (10).

$$\tan \varnothing_r = 0,48 + 0,2 \tan \varnothing_{pic} \quad (10)$$

Cette expression prouve que l'exploitation classique d'un essai de cisaillement direct peut conduire à un angle de frottement au pic inférieur à la fois à l'angle de frottement résiduel et à l'angle de frottement critique. Ce cas de figure survient ici pour $\varnothing_{pic} < 31^\circ$, ou pour $C_{pic} > 15,5 \text{ kPa}$ d'après la relation (8). Par ailleurs, bien qu'alors supérieur à \varnothing_r , \varnothing_{pic} reste encore inférieur à \varnothing_{cv} pour $C_{pic} > 13,4 \text{ kPa}$.

Dans la méthode d'exploitation qui est présentée, la triple condition $\varnothing_{max} \geq \varnothing_{V_{max}} \geq \varnothing_{cv} \geq \varnothing_r$ est vérifiée à l'exception du site de Vénissieux et l'écart $\varnothing_{V_{max}} - \varnothing_{cv}$ est inférieur à 1° à l'exception du site de Saint-Vallier (série 1).

Il ressort de cette analyse que l'état critique des alluvions du Rhône peut être approché avec un excès infé-

rieur à 1 degré au point de soulèvement optimal du boîtier supérieur dans un essai de cisaillement direct à disposition symétrique. La difficulté de poursuivre l'essai avec une valeur nulle du gradient dV/dU explique que l'angle de frottement chute ensuite vers la valeur $\varnothing_r < \varnothing_{V_{max}}$.

L'étude phénoménologique de la mobilisation de la résistance au cisaillement des alluvions du Rhône peut donc être schématisée par une succession de phases dont l'ordre chronologique est décrit à la figure 10. La zone hachurée correspond au domaine d'évolution possible de \varnothing_{pic} et C_{pic} .

6

Étude de la dilatance

6.1

Analyse de la dilatance dans un essai de cisaillement direct

Le modèle de la dilatance « en lame de scie » (sawtooth) présenté à la figure 11 a été utilisé par Bolton (1986), puis repris par Jewell (1989), Houslsby (1991), Creed (1994), Ogunro (1996) pour définir l'angle de dilatance ψ et les deux lois d'écoulement d'un sol granulaire purement frottant dans un essai de cisaillement direct. La première loi décrit l'évolution conjointe des paramètres de dilatance et de résistance au cisaillement au cours de l'essai et la deuxième loi corrèle ces paramètres mesurés au pic.

Dans ce modèle, l'angle de frottement \varnothing mesuré dans le plan de cisaillement imposé $x-x'$ est décomposé selon un angle de frottement \varnothing_c , qui est mobilisé le long des microfacettes de glissement préférentiel orientées suivant une direction $z-z'$, et un angle de dilatance ψ qui correspond à l'orientation de ces microfa-

TABEAU III Caractéristiques de cisaillement des alluvions du Rhône (essais *in situ*).
Shear parameters of Rhône alluvium materials (*in situ* tests).

Essais <i>in situ</i>	$C_{\text{pic}}^{\text{max}}$ (kPa)	$U_{C_{\text{pic}}^{\text{max}}}$ (mm)	\varnothing_{pic}	C_{pic} (kPa)	$U_{C_{\text{pic}}}$ (mm)	\varnothing_{max}	$\varnothing_{V_{\text{max}}}$	\varnothing_r
Lyon Part-Dieu (I)	-	-	37°5	3	-	-	-	-
Lyon Part-Dieu (II)	-	-	31°5	8	-	-	-	-
Lyon Part-Dieu (III)	-	-	26°2	13	-	-	-	-
Lyon Part-Dieu (IV)	-	-	33°5	7	-	-	-	-
Lyon Saxe-Gambetta (I)	18	1,7	33°3	11	4,5	34°6	-	25°5
Lyon Saxe-Gambetta (II)	-	-	30°0	16	-	-	-	30°8
Lyon Saxe-Gambetta (III)	15	1,8	34°0	10	4,3	33°4	-	29°6
Lyon Garibaldi	-	-	33°0	20	-	-	-	31°2
Vénissieux	32	4	29°8	20	9,7	30°5	-	30°7
Saint-Vallier (I)	17	2	39°0	9	7,6	40°0	35°0	32°7
Saint-Vallier (II)	27	2,4	31°3	16	7	33°4	33°3	31°0
Saint-Vallier (III)	-	-	34°8	8,5	-	-	-	30°0
Saint-Vallier (IV)	-	-	23°8	16	-	-	-	29°2
Millery	20	3	46°6	3	9,5	46°9	-	34°5
Feyzin	-	-	30°2	16	-	-	-	30°6

TABEAU IV Caractéristiques de cisaillement des alluvions du Rhône (essais de laboratoire).
Shear parameters of Rhône alluvium materials (laboratory tests).

Essais de laboratoire	$C_{\text{pic}}^{\text{max}}$ (kPa)	$U_{C_{\text{pic}}^{\text{max}}}$ (mm)	\varnothing_{pic}	C_{pic} (kPa)	$U_{C_{\text{pic}}}$ (mm)	\varnothing_{max}	$\varnothing_{V_{\text{max}}}$	\varnothing_r
Miribel 80 mm	10,5	4	37°5	8	5,4	37°6	33°0	33°4
Miribel 50 mm	7,5	6	40°0	6,5	6,2	40°0	33°0	33°2
Miribel 31,5 mm (I)	2,5	3	45°0	1	5,7	45°0	33°8	34°3
Miribel 31,5 mm (II)	-	-	26°5	17	-	-	-	30°1
Miribel 20 mm (I)	17	2,6	23°0	18	-	-	33°4	31°4
Miribel 20 mm (II)	-	-	33°7	12	5,5	35°3	34°0	31°8
Vénissieux 31,5 mm	-	-	30°7	12	-	33°0	-	30°9
Satolas 20 mm	-	-	26°1	13	-	-	-	-

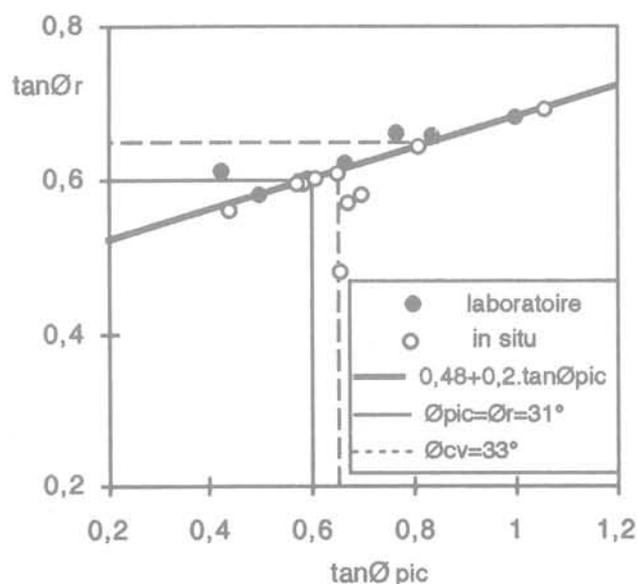


FIG. 9 Corrélation entre l'angle de frottement résiduel et l'angle de frottement au pic.
Residual friction angle versus ultimate friction angle.

cettes. La loi d'écoulement associée à ce modèle correspond à l'écriture (11).

$$\varnothing = \varnothing_c + \psi \quad (11)$$

La loi d'écoulement (11) présente cependant l'inconvénient de ne pas faire apparaître de relation explicite entre \varnothing et ψ , l'angle \varnothing_c pouvant varier entre \varnothing_{cv} et l'angle de frottement interparticules \varnothing_μ selon les conditions d'essai (Fig. 12). Les propositions de lois faisant intervenir la valeur critique \varnothing_{cv} sont bien résumées par Jewell (1989). L'expression (12) proposée par Stroud (1971) pour l'essai de cisaillement simple peut être approchée avec un excès de l'ordre de 10 % par un essai de cisaillement direct conforme à la disposition symétrique. L'angle de dilatance est alors calculé selon (13) à partir du gradient de soulèvement dV/dU du boîtier supérieur et \varnothing est donné par (14).

$$\tan \varnothing = \sin \varnothing_{cv} + \tan \psi \quad (12)$$

$$\tan \psi = dV/dU \quad (13)$$

$$\tan \varnothing = \tau/\sigma_c \quad (14)$$

6.2

Résultats expérimentaux

Le calcul du gradient dV/dU nécessite le lissage préalable de la relation $V - U$ avec une fonction polynomiale vérifiant d'une part la condition $dV/dU = 0$ aux points de contractance maximale et de soulèvement maximal et présentant d'autre part un point d'inflexion concomitant à l'effort de pic. Les lois (13) et (14) n'étant par ailleurs applicables qu'à un sol purement frottant, c'est-à-dire pour $U > U_c = 0$ avec les alluvions du Rhône, la figure 13 relative à l'exemple des alluvions écrêtées à

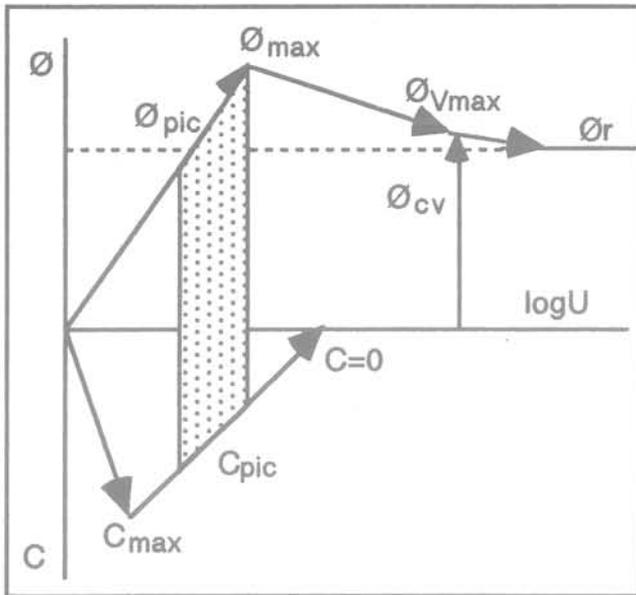


FIG.10 Schématisation de l'évolution des paramètres de cisaillement avec le déplacement.
Schematic model of components of shear strength as function of displacement.

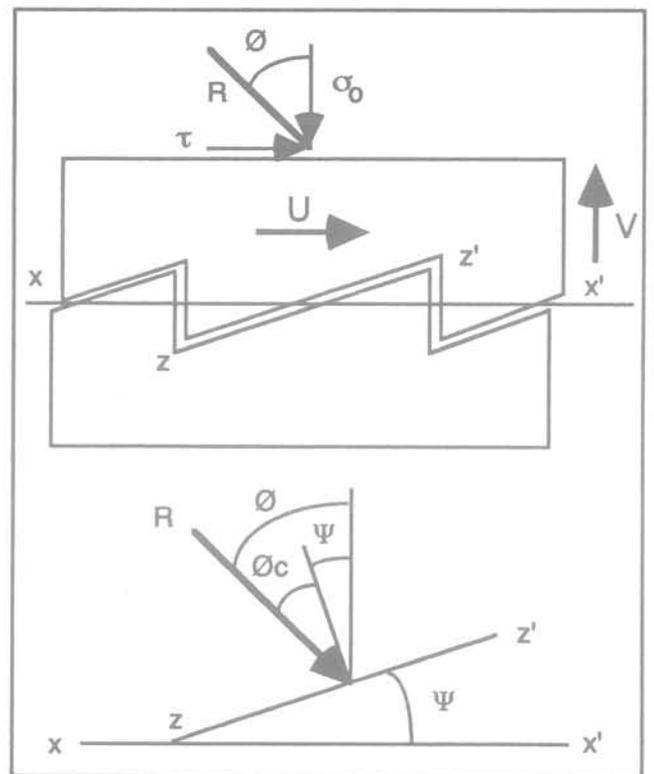


FIG.11 Le modèle de dilatance d'après Bolton (1986).
The sawtooth model for dilatancy (Bolton, 1986).

50 mm est donnée sous la forme plus générale $\tau/\sigma_0 - dV/dU$.

Dans le domaine des valeurs dV/dU positives la loi d'écoulement présente deux parties distinctes MP et PN, qui se chevauchent, de part et d'autre du point de rebroussement P marquant le passage concomitant de l'effort de pic et du gradient optimal dV/dU_{max} . Pour des valeurs τ/σ_0 et dV/dU croissantes, la phase MP représente le passage du point de contractance maximale à l'effort de pic (point P). Pour des valeurs τ/σ_0 et dV/dU décroissantes, la 2^e phase PN correspond au radoucissement de l'effort jusqu'au point de soulèvement V_{max} .

6.3

Lois d'écoulement pour les alluvions du Rhône

Malgré certaines difficultés de lissage de la courbe $V - U$, les phases MP et PN de la loi d'écoulement peuvent le plus souvent être approximées par des relations linéaires distinctes, de pentes respectives m et n (Fig. 14). Pour la première partie, qui satisfait à l'expression (15), l'ordonnée à l'origine τ_M/σ_0 croît et m décroît quand σ_0 augmente. τ_M/σ_0 varie globalement entre 0,44 et 0,69 et m , qui fait l'objet de la corrélation (16), peut varier entre 0,9 et 2. Cette analyse ne permet pas de préciser l'apport de la disposition symétrique adoptée au laboratoire vis-à-vis du chargement libre de l'essai en place, ni d'apprécier l'influence de l'écrêtage.

$$\frac{\tau}{\sigma_0} = \frac{\tau_M}{\tau_0} + m \left(\frac{dV}{dU} \right) \quad (15)$$

$$m = \frac{\tan \phi_{pic} \left(1 - \frac{34}{\sigma_0} \right) + \frac{34}{\sigma_0} \frac{\tau_M}{\tau_0}}{\tan \phi_{pic} \left(1 - \frac{34}{\sigma_0} \right) + \frac{34}{\sigma_0} - 0,65} \quad (16)$$

pour $U \leq U_{pic}^*$.

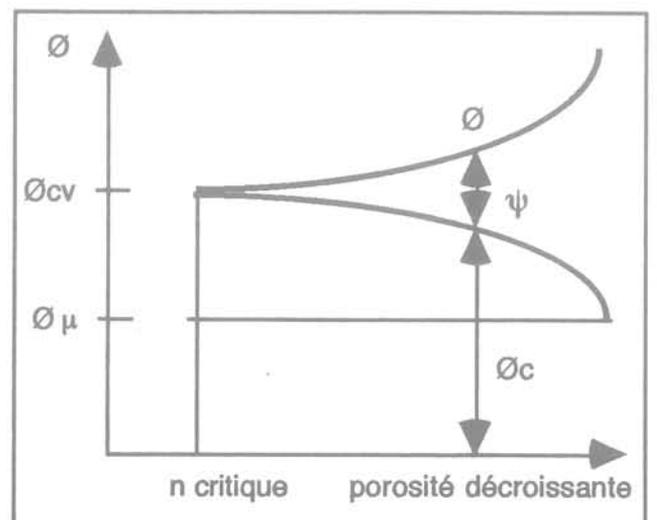


FIG.12 Schématisation de la résistance au cisaillement pour un sol frottant (d'après Rowe, 1962).
The components of shear resistance in a granular soil (Rowe, 1962).

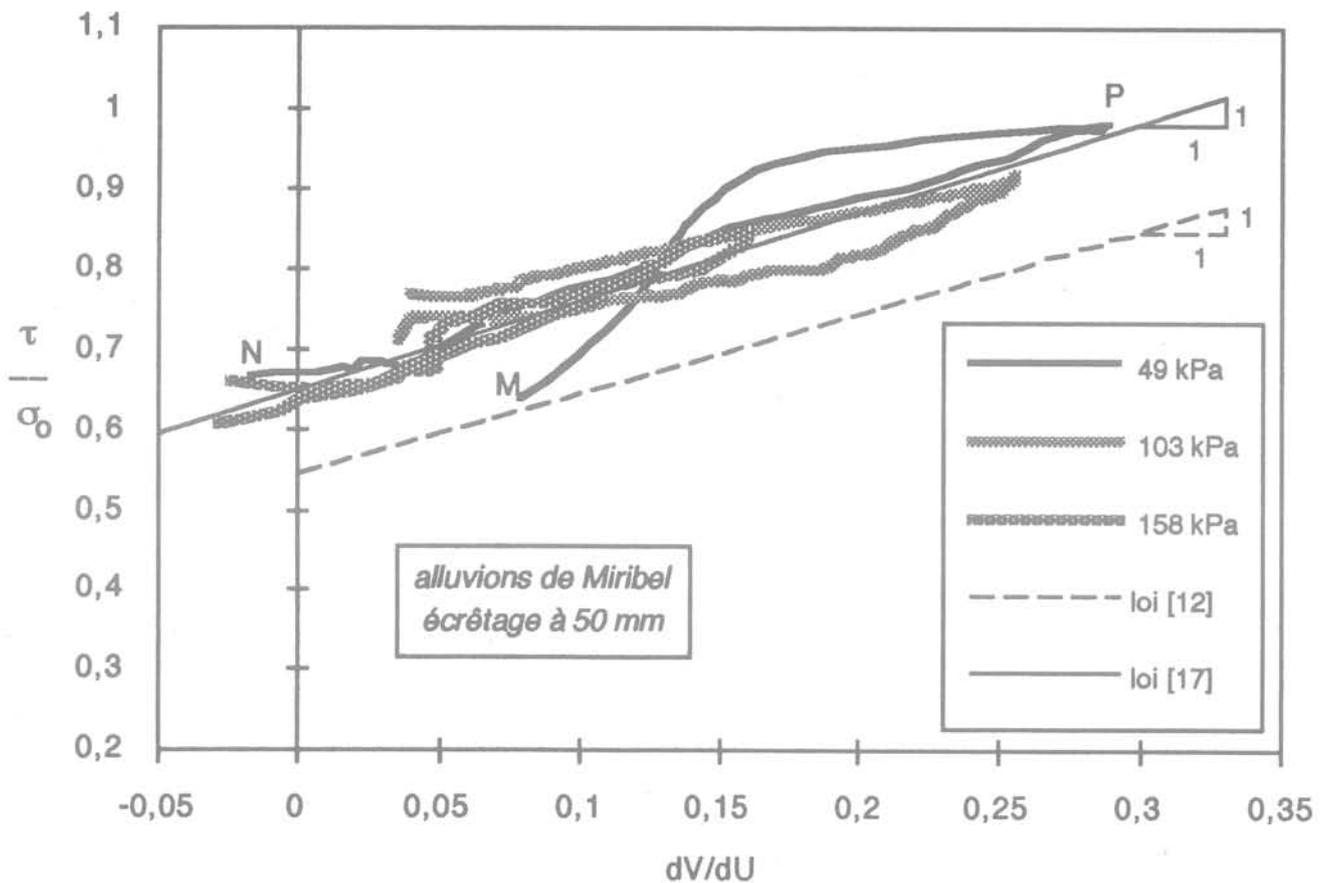


FIG.13 Exemple de loi d'écoulement contrainte de cisaillement – gradient de soulèvement dans un essai de cisaillement direct avec les alluvions du Rhône ($d_{max} = 50$ mm).
Example of shear stress versus rate of dilation flow rule during direct shear test on Rhône alluvium materials.

La pente et l'ordonnée à l'origine de la deuxième partie sont indépendantes des conditions d'essai. La valeur $n = 1,06$ proposée par Ogunro (1996) pour les essais de laboratoire a été abaissée à $n = 1$ pour un meilleur calage avec les essais *in situ* et l'ordonnée $\tau_N/\sigma_0 = \tan\phi_{cv} = 0,65$ de l'expression réduite (17) est en accord avec le principe que l'angle de frottement critique soit approché avec un léger excès au point de soulèvement maximal, pour $dV/dU = 0$.

$$\frac{\tau}{\sigma_0} = \tan\phi_{cv} + \left(\frac{dV}{dU}\right) \quad (17)$$

pour $U \geq U_{pic}^*$

L'écart observé entre les lois d'écoulement empiriques (16) et (17) et la loi (12) se situe dans le fuseau d'épaisseur $\tan\phi_{cv} - \sin\phi_{cv} = 0,105$ représenté à la figure 13. Il peut être attribué d'une part à l'empêchement du développement de la dilatance par la cohésion et expliqué d'autre part par l'analyse de Jewell (1989) (voir §6-1).

La loi d'écoulement (18) obtenue au pic avec les valeurs τ_{max}/σ_0 et dV/dU_{max} découle de l'expression (17) relative à la deuxième phase PN. La figure 15 indique qu'elle est indépendante du mode de réalisation de l'essai.

$$\frac{\tau_{max}}{\sigma_0} = \tan\phi_{cv} + \left(\frac{dV}{dU}\right)_{max} \quad (18)$$

6.4

Correspondance entre la dilatance et le comportement pic-palier

La relation entre la dilatance et le radoucissement de l'effort dans l'essai de cisaillement direct est établie à partir de la définition $\Delta\tau = (\tau_{max} - \tau_r)$ donnée à la figure 16, en supposant que les paramètres C_{pic} , ϕ_{pic} et ϕ_r sont relatifs au même échantillon. La prise en compte de (10) et (18) conduit à l'écriture (19) entre le gradient dV/dU_{max} et l'écart relatif $\Delta\tau/\sigma_0$.

$$\frac{\Delta\tau}{\sigma_0} = \frac{\tau_{max}}{\sigma_0} - \frac{\tau_r}{\sigma_0} = \frac{\tau_{max}}{\sigma_0} - \tan\phi_r$$

$$\frac{\Delta\tau}{\sigma_0} = \frac{\tau_{max}}{\sigma_0} - 0,48 - 0,2 \left(\frac{\tau_{max}}{\sigma_0} - \frac{C_{pic}}{\sigma_0} \right) \quad \text{d'après (10)}$$

$$\frac{\Delta\tau}{\sigma_0} = 0,8 \left[0,65 + \left(\frac{dV}{dU}\right)_{max} \right] - 0,48 + 0,2 \frac{C_{pic}}{\sigma_0} \quad \text{d'après (18)}$$

$$\left(\frac{dV}{dU}\right)_{max} = 1,25 \frac{\Delta\tau}{\sigma_0} - 0,05 - 0,25 \frac{C_{pic}}{\sigma_0} \quad (19)$$

La figure 17 confirme que la loi linéaire $dV/dU_{max} = 1,25 \Delta\tau/\sigma_0 - 0,05$ constitue la borne supérieure de la relation $dV/dU_{max} - \Delta\tau/\sigma_0$ pour le cisaillement direct des

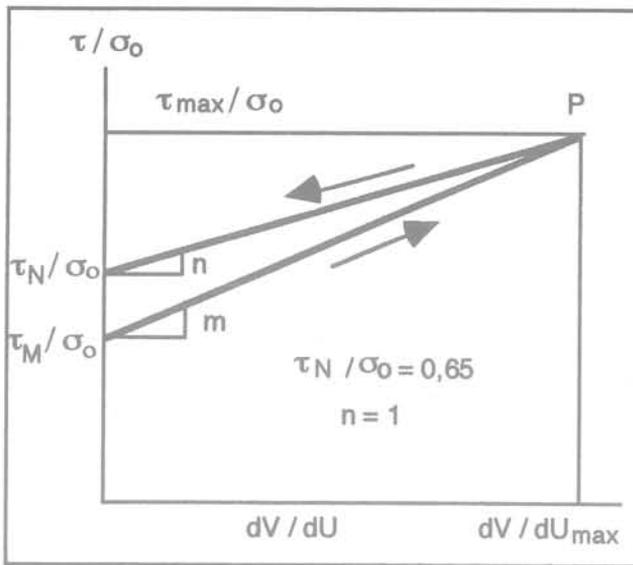


FIG.14 Schématisation de la loi d'écoulement.
Schematic model of flow rule.

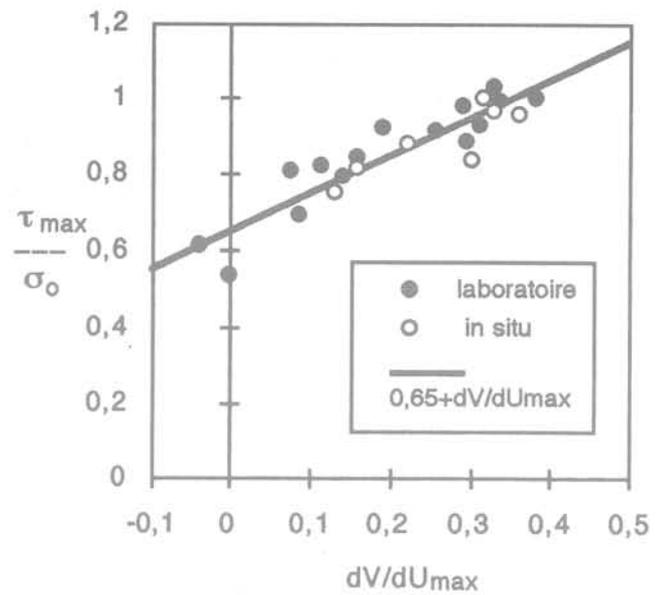


FIG.15 Loi d'écoulement au pic.
Ultimate flow rule.

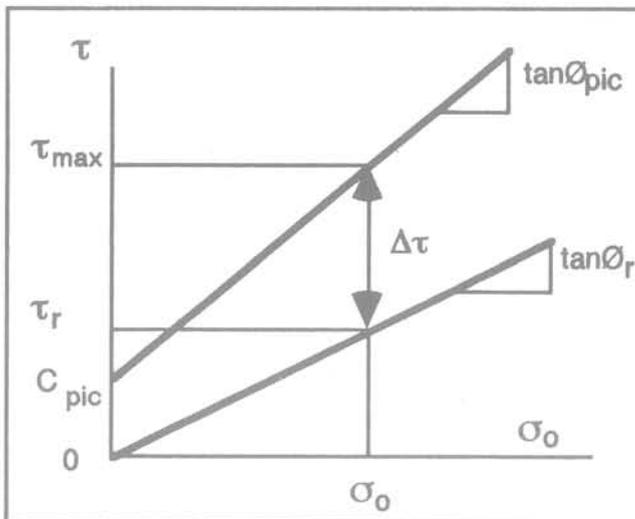


FIG.16 Définition du radoucissement $\Delta\tau$.
Definition of strain softening $\Delta\tau$.

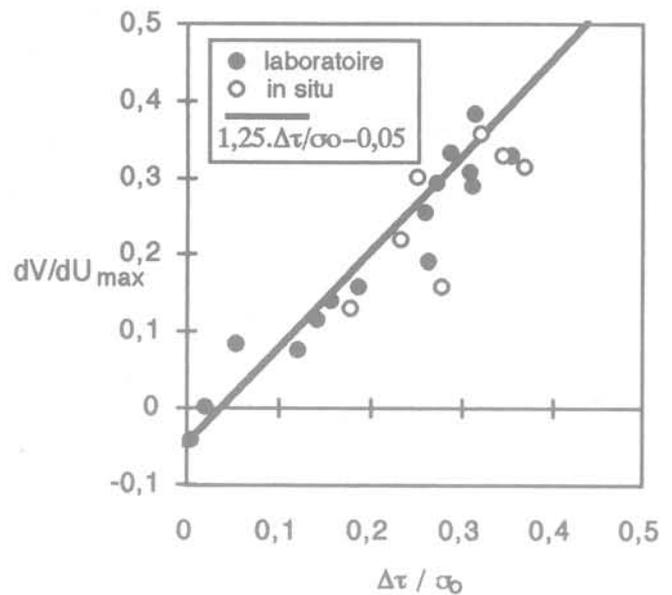


FIG.17 Corrélation entre le gradient de soulèvement maximal et le radoucissement relatif.
Ultimate rate of dilation versus relative strain softening.

alluvions du Rhône. Elle correspond au sol supposé purement frottant et montre le lien étroit entre le développement de la dilatance et le radoucissement postpic de l'effort. L'effet de la cohésion sur ce comportement tient à l'écart $0,25 C_{pic}/\sigma_0$ et devient négligeable pour $\sigma_0 \geq 200$ kPa compte tenu des valeurs courantes de la cohésion au pic (voir Tableaux III et IV).

6.5

Effet de l'écrêtage non compensé

Les points de mesure qui correspondent sur les figures 15 et 17 à un comportement pic-palier et à un effet de la dilatance peu marqués sont relatifs aux

échantillons de laboratoire écrêtés à 20 mm et soumis aux plus fortes valeurs de σ_0 , ce qui prouve les limites d'un écrêtage non compensé sur la conservation du comportement du matériau. La figure 1 révèle en effet qu'un écrêtage simple à 20 mm conduit à un rejet d'éléments parfois supérieur à 25 %, alors que plusieurs auteurs admettent que le dépassement de cette tolérance doit être accompagné d'une compensation ou d'un remodelage par similitude (Post, 1979; Dendani, 1988).

L'analyse des résultats ayant par ailleurs prouvé que les alluvions du Rhône conservent toutes leurs propriétés pour $d_{max} \geq 31,5$ mm, avec un rejet inférieur à 25 %, la règle susmentionnée apparaît donc vérifiée ici.

Conclusion

La procédure décrite dans cet article permet de préciser les paramètres de cisaillement des alluvions du Rhône à partir de lois de comportement empiriques de formulation simple, complémentaires, qui peuvent être classées en deux groupes :

– les lois du premier groupe permettent de corrélérer entre eux ou avec le facteur d'amélioration F_a défini par (2) les paramètres conventionnels établis au pic ou au palier. Le couplage des lois (8) et (9) avec (2) est ainsi d'un grand intérêt pratique, car il permet d'estimer les valeurs au pic à partir de propriétés physiques et granulométriques du matériau facilement identifiables ; le projeteur aura cependant intérêt à effectuer des recoupements avec d'autres sources d'information. Par

ailleurs, la loi d'écoulement établie au pic permet la prise en compte de la dilataance dans les ouvrages, ou peut encore être utilisée pour établir des corrélations avec les caractéristiques pressiométriques ;

– en décrivant l'évolution de \emptyset , C et de la dilataance avec le déplacement imposé, les lois (3) à (7) et (15) à (17) du deuxième groupe peuvent être d'un grand intérêt pour le calcul en service de structures déformables, pour l'étude de la stabilité de pentes où la gradation des paramètres de cisaillement est sensible le long de la surface de glissement, et pour les ouvrages où la dégradation des paramètres de cisaillement est manifeste.

Dans certaines de ces lois empiriques la prise en compte de l'atténuation de la cohésion avec la reconstitution du matériau mérite une étude plus approfondie pour définir notamment l'influence du facteur temps sur le phénomène.

Bibliographie

- Bacot J. – Contribution à l'étude du frottement entre une inclusion souple et un matériau pulvérulent : cas de la Terre Armée, Thèse Sci., INSA Lyon, 1981, 389 p.
- Bolton M.D. – The strength and dilatancy of sands. *Géotechnique*, vol. 36, n° 1, 1986, p. 65-78.
- Bourdeau Y., Laréal P., Marchal J. – Résistance au cisaillement des alluvions du Rhône, Proc. XII ICSMFE, Rio de Janeiro, vol. 1, août 1989, p. 695-696.
- Cambefort H. – Curiosités des massifs alluvionnaires et des nappes d'eau. Supplément aux *Annales de l'ITBTP*, n° 211-212, juillet-août 1965, p. 923-947.
- Creed M.J. – A laboratory introduction to critical state soil mechanics, Proc. XIII ICSMFE, New Delhi, vol. 4, janvier 1994, p. 1479-1482.
- Dendani H. – Comportement de matériaux de barrages en terre : étude expérimentale et modélisation, Thèse de Doctorat, INP Grenoble, 1988, 291 p.
- David L. – Formations glaciaires et fluvio-glaciaires de la région Lyonnaise, Doc. Labo. Géologie Fac. Sci. Lyon, n° 22, 1967, 159 p.
- Guichard J.-C. – La résistance au cisaillement des sols grossiers : étude des alluvions du Rhône, DEA Génie Civil, INSA Lyon, 1995, 135 p.
- Houlsby G.T. – How the dilatancy of soils affects their behaviour, Proc. X ECSMFE, Florence, vol. 4, mai 1991, p. 1189-1202.
- Jewell R.A. – Direct shear tests on sand, *Géotechnique*, vol. 39, n° 2, 1989, p. 309-322.
- Kastner R. – Excavations profondes en site urbain : problèmes liés à la mise hors d'eau, dimensionnement des soutènements butonnés, Thèse Sci., INSA Lyon, 1982, 409 p.
- Laréal P., Bourdeau Y., Lambert P., Cotteureau Cl. – Essais de cisaillement *in situ* sur des sols alluvionnaires de la vallée du Rhône, *Travaux*, n° 459-460, juin-juillet 1973, p. 52-59.
- Laréal P. – Sols de la région lyonnaise : prévision de leur comportement mécanique à l'aide d'essais *in situ* et en vraie grandeur. Thèse Sci., Univ. Claude-Bernard, Lyon, 1975, 253 p.
- Mogami T. – On the angle of internal friction of rockfill materials. VII ICSMFE, Mexico, Specialty session n° 13, vol. E1 : Contributions and discussions on mechanical properties of rockfill and gravel materials, août 1969, p. 25-42.
- Negussey D., Wijewickreme W.K.D., Vaid Y.P. – Constant-volume friction angle of granular materials, *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 25, 1988, p. 50-55.
- Ogunro V.T. – Le comportement d'interface de géosynthétiques avec des sables et des sols grossiers : influence des conditions d'essais, Thèse de Doctorat, INSA Lyon, 1996, 281 p.
- Ortigosa P. – Propriétés géotechniques des sols grossiers, Proc. XII ICSMFE, Rio de Janeiro, vol. 5, août 1989, p. 2881-2883.
- Oyenuga D.A., Tisot J.-P. – Looking for an intrinsic key for sands. Proc. Int. Conf. on Micromechanics of Granular Media : Powders and grains, Clermont-Ferrand, septembre 1989, p. 171-175, Edited by Biarez and Gourves, Rotterdam, AA. Balkema, 1989.
- Post G. – Design parameters for fill, Proc. VII ECSMFE, Brighton, vol. 4, 1979, p. 209-215.
- Rowe P.W. – The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact, Proc. *Royal Society of London*, series A, vol. 269, 1962, p. 500-527.
- Stroud M.A. – The behaviour of sands at low stress levels in the simple shear apparatus, Ph. D. thesis, University of Cambridge, 1971.

Interprétation par le calcul aux coefficients de réaction du comportement du rideau de palplanches expérimental de Hochstetten

H. JOSSEAUME,
L. DELATTRE,
L. MESPOULHE

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

Résumé

L'expérimentation en vraie grandeur d'un rideau de palplanches butonné, en site sableux, faite à Hochstetten par l'Université de Karlsruhe, apporte des informations précieuses sur le comportement des écrans de soutènement flexibles étayés par une nappe de butons rigides. L'article traite de l'interprétation des résultats de cette expérimentation par le calcul aux coefficients de réaction. Après un bref rappel des conditions de l'expérience et des résultats de l'étude géotechnique du site, on présente les hypothèses adoptées pour la modélisation du problème ainsi que les valeurs retenues pour les paramètres géotechniques, qui ont été déterminées à partir des données de la reconnaissance et sur la base de calculs à rebours. On procède ensuite à la comparaison des valeurs expérimentales et des valeurs de calcul des déplacements du rideau, des moments fléchissants, de la pression du sol et de la réaction de butonnage, ainsi qu'à la discussion des résultats de cette comparaison. Il apparaît que le calcul permet généralement de déterminer les déplacements et les moments fléchissants avec une assez bonne précision mais que dans la plupart des cas, il sous-estime fortement la pression du sol en tête du rideau et la force de butonnage. Ces divergences sont dues au fait que le rideau est le siège d'un effet de voûte dont le calcul aux coefficients de réaction ne peut rendre compte. Il en résulte que lorsqu'un écran flexible étayé par des butons rigides est dimensionné à l'aide du calcul aux coefficients de réaction, les valeurs théoriques de la réaction de butonnage doivent être systématiquement majorées.

Interpretation of the behaviour of the test sheetpile wall in Hochstetten using subgrade reaction calculations

Abstract

The field test of a propped sheetpile wall in sandy soil, performed in Hochstetten by the University of Karlsruhe, yields valuable information about the behaviour of flexible retaining walls propped by one row of rigid struts. This paper deals with the analysis of the test results using subgrade reaction calculations. After a short description of the field test conditions and of the geotechnical investigation of the test site, the assumptions of the analysis are presented as well as the soil parameters values used for the calculation, the latter having been assessed from the available soil data and from back calculations analysis. Afterwards, the values of the wall displacements, bending moments, earth pressures and strut forces derived from the calculations are compared with the corresponding experimental ones and the results of this comparison are discussed. Test and calculation results are generally in rather good agreement as regards the displacements but the calculations overestimate the bending moments in the middle part of the wall and, in most cases, underestimate the earth pressure at its upper part and the strut force by a large amount. These discrepancies are due to the fact that arching took place along the wall and that the calculation method cannot account for it. It follows that when flexible retaining walls propped by rigid struts are designed with the help of subgrade reaction method, the calculated strut force values must be systematically increased.

Introduction

La méthode des coefficients de réaction est une des méthodes de calcul des écrans de soutènement les plus utilisées en France, sinon la plus fréquemment employée. Cette méthode a notamment été validée par les constatations effectuées sur des rideaux de palplanches, des parois préfabriquées et des parois coulées en place (voir notamment Josseume et Stenne, 1979; Gigan, 1979; Blivet *et al.*, 1981; Kastner, 1982; Gigan, 1984).

Il faut cependant souligner qu'en raison des hypothèses sur lesquelles il repose, le calcul aux coefficients de réaction ne permet pas de modéliser les effets de voûte et que la concordance relativement bonne entre les comportements théorique et réel de ces ouvrages est due au fait que leurs caractéristiques et/ou leurs conditions d'appui étaient peu ou pas favorables au développement d'effets de voûte.

Les constatations faites en 1993 par l'Université de Karlsruhe sur le rideau de palplanches expérimental de Hochstetten (von Wolffersdorff, 1994 (a) et 1994 (b)) apportent des informations nouvelles sur le comportement des écrans de soutènement. Ces informations, qui constituent la base d'autres tests de validité des méthodes de calcul disponibles, sont particulièrement intéressantes en ce sens que, d'une part, elles se rapportent à un rideau flexible étayé par des butons très rigides, c'est-à-dire à un ouvrage susceptible d'être le siège d'effets de voûte et que, d'autre part, il a été sollicité jusqu'à l'équilibre limite. De nombreux organismes européens spécialisés en génie civil, parmi lesquels le LCPC, ont été associés à l'expérimentation au niveau de la prévision de ses résultats (calculs prévisionnels) et de son interprétation (calculs *a posteriori*). Leurs résultats, obtenus à partir de calculs aux coefficients de réaction et de calculs aux éléments finis, ont été discutés lors d'un séminaire organisé à Delft par le CUR

(Dutch Centre for Civil Engineering Research and Codes) en vue de l'évaluation de l'expérience (Workshop Sheet Pile Test Karlsruhe, octobre 1994).

Cet article présente une interprétation de l'expérimentation de Hochstetten sur la base du calcul aux coefficients de réaction. Il reprend et complète la communication orale (H. Josseume) présentée au séminaire de Delft à partir des calculs prévisionnels (Josseume et Delmer, 1993) et des calculs *a posteriori* (Josseume *et al.*, 1994).

Description sommaire de l'expérimentation

L'expérimentation s'est déroulée à Hochstetten (près de Karlsruhe) dans un site dont le sol est constitué d'un matériau sableux non saturé. Le dispositif dans lequel s'intègre le rideau expérimental, l'instrumentation de celui-ci ainsi que les essais préliminaires des matériels de mesure et l'expérimentation proprement dite ont été décrits en détail dans d'autres publications (von Wolffersdorff, 1994 (a) et 1994 (b), Shahrour *et al.*, 1995), aussi ne rappellera-t-on ici que les éléments essentiels de l'opération.

Le rideau expérimental, formé de palplanches en Z de faible inertie (profils Krupp KD6) est un rideau butonné de 6 m de hauteur qui assure le soutènement d'une des parois longitudinales d'une fouille rectangulaire dont la profondeur atteint 5 m à la fin de l'expérimentation (Fig. 1). Les butons, au nombre de trois, sont des profilés métalliques creux de section rectangulaire à l'extrémité desquels des vérins à vis ont été adaptés. Ils prennent appui sur le rideau de palplanches qui soutient l'autre paroi longitudinale de la fouille, la fiche et l'inertie de ce rideau ayant été choisies de façon à ce qu'il ne subisse aucun déplacement appréciable.

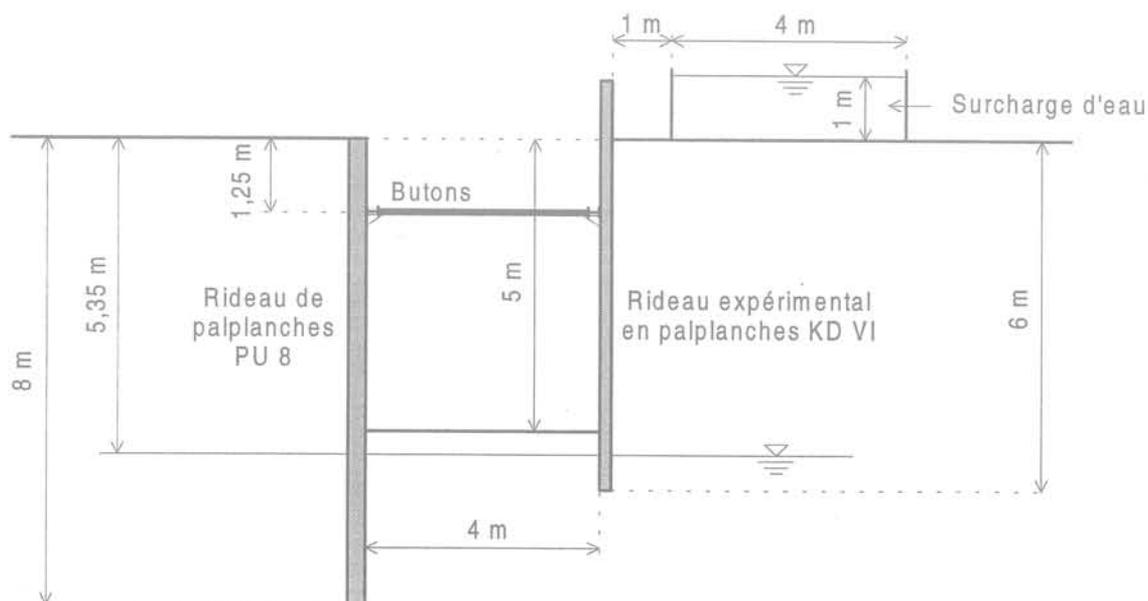


FIG. 1 Coupe transversale du site expérimental en fin d'excavation.
Cross section of the sheetpile test site after completion of the pit.

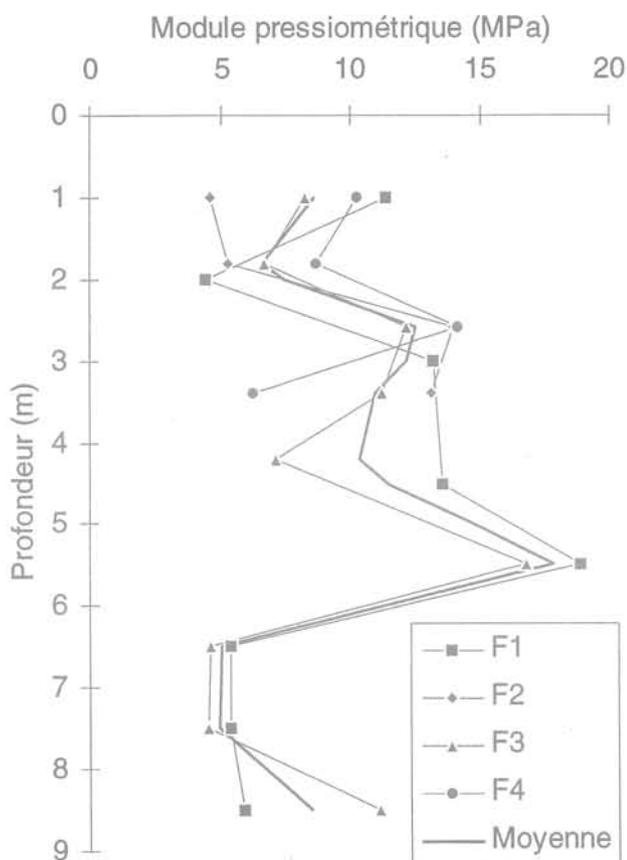


FIG. 2 Variations du module pressiométrique avec la profondeur.
Pressiometer modulus versus depth.

L'expérimentation ayant pour but de déterminer les efforts internes (moments fléchissants) et externes (pression du sol et réaction unitaire de butonnage) appliqués au rideau ainsi que les déplacements qu'il subit, les mesures suivantes ont été réalisées :

- mesure de la pression du sol dans deux sections situées au milieu des intervalles séparant deux butons consécutifs, au moyen de cellules de pression totale fixées sur les deux faces du rideau ;
- mesure des déformations relatives longitudinales des faces internes des palplanches (dont on déduit les valeurs des moments fléchissants aux niveaux de mesure) au moyen de jauges de déformation posées dans les mêmes sections de mesure ;
- mesure des déformations relatives longitudinales des trois butons (dont on déduit la réaction unitaire de butonnage) au moyen de jauges de déformation ;
- mesures inclinométriques et topographiques dans les profils où sont situés les butons.

Ces mesures ont été effectuées à divers stades significatifs de l'expérimentation, dont les phases essentielles sont décrites ci-dessous :

- mise en place du rideau expérimental par vibrofonçage ;
- excavation jusqu'à 1,75 m de profondeur et mise en place de la lierne et des butons à 1,25 m au-dessous de la tête du rideau. Application à chaque buton d'une force de précontrainte de 10 kN correspondant à une force unitaire d'environ 4,5 kN/m ;

- excavation jusqu'à 5 m de profondeur en agissant sur les vérins à vis des butons de façon à empêcher tout déplacement du niveau de butonnage ;

- application sur le terre-plein d'une surcharge uniforme d'intensité 10 kPa couvrant une bande de 4 m de large, parallèle au rideau et située à 1 m en arrière de celui-ci. Lors de cette opération, le déplacement du niveau de butonnage était également empêché ;

- réduction de la réaction de butonnage par raccourcissement des butons afin d'amener le rideau à l'équilibre limite, celui-ci étant atteint lorsque la réaction de butonnage devient constante.

3

Données géotechniques

Les caractéristiques du sol rencontré sur le site ont été déterminées à partir d'une étude géotechnique détaillée ayant mis en jeu des sondages, des essais in place et des essais de laboratoire. Cette étude fait notamment apparaître :

- que le sol de Hochstetten est un sable mal gradué, fin à moyen, de compacité moyenne traversé localement de passées graveleuses ;
- qu'au-dessus de la surface de la nappe, rencontrée vers 5,35 m de profondeur, le sol a un poids volumique apparent moyen de l'ordre de 16,5 kN/m³, le poids volumique sous la nappe étant de 19,8 kN/m³ ;
- que les essais triaxiaux et les essais de cisaillement direct, effectués sur des éprouvettes de sol séché, homogénéisé et reconstitué à la densité sèche moyenne en place, indiquent des valeurs de l'angle de frottement interne ϕ' comprises entre 40,5° et 42,5° ;
- que les forces capillaires qui se développent dans le sol non saturé génèrent une cohésion non négligeable que des mesures in place ont permis d'estimer à quelques kilopascals, deux séries de trois mesures locales indiquant respectivement $c' = 2,7$ kPa et $c' = 4$ kPa.

On notera également que l'étude géotechnique a comporté l'exécution de quatre sondages pressiométriques Ménard qui ont, en particulier, fourni les valeurs du module pressiométrique E_M à partir desquelles les coefficients de réaction du sol ont été évalués. Les variations de E_M avec la profondeur sont représentées sur la figure 2.

4

Simulation de l'expérimentation par le calcul

4.1

Généralités

La simulation de l'expérimentation a été faite par le calcul élastoplastique aux coefficients de réaction au moyen du logiciel DENEbola-LCPC (Balay *et al.*, 1982 ; Balay, 1984). Elle a consisté à déterminer les valeurs théoriques de la pression du sol, des moments fléchissants, des déplacements du rideau et de la réaction de butonnage à la fin de chacune des phases de

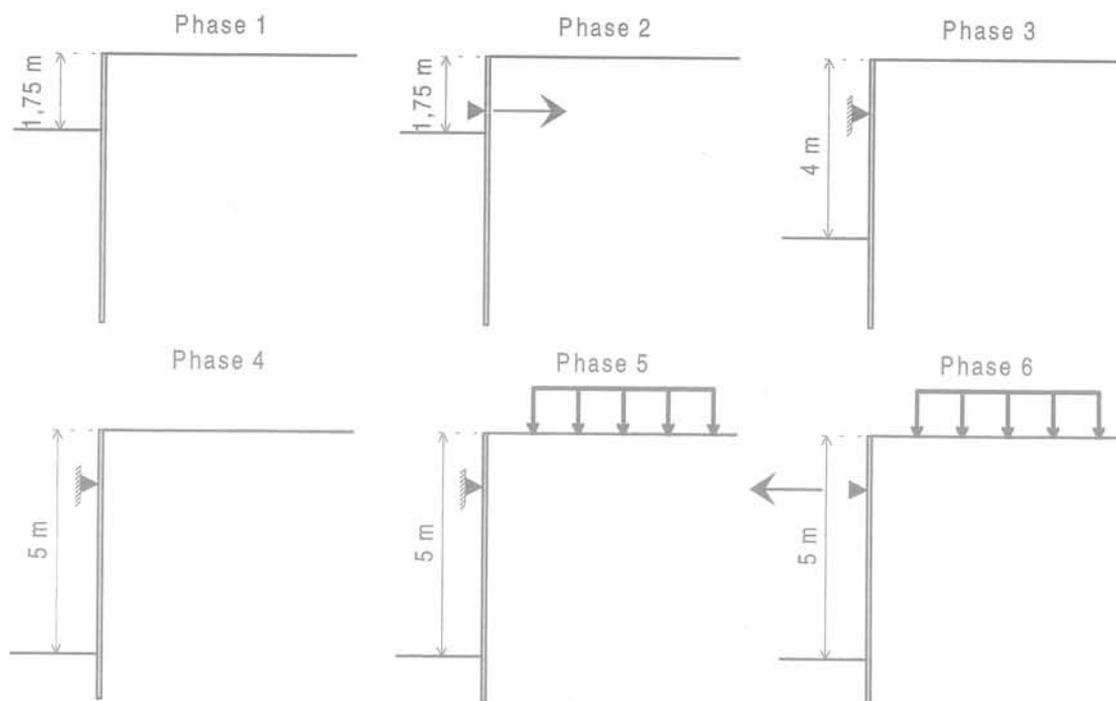


FIG. 3 Phases de l'expérimentation considérées dans la simulation par le calcul.
Stages of the sheetpile test considered in the calculations.

travaux énumérées ci-après et schématisées sur la figure 3:

- phase 1 – excavation à 1,75 m;
- phase 2 – pose et mise en précontrainte des butons;
- phase 3 – excavation à 4 m;
- phase 4 – excavation à 5 m;
- phase 5 – application de la surcharge sur le terre-plein;
- phase 6 – raccourcissement des butons.

Les données nécessaires à l'exécution du calcul sont, d'une part, les caractéristiques du rideau assimilé à une poutre élastique (géométrie, inertie, module d'Young) et, d'autre part, les valeurs des paramètres géotechniques qui interviennent dans la définition de la loi de comportement du sol associée à la méthode.

Outre le poids volumique γ du sol et les paramètres de résistance au cisaillement c' et ϕ' , cette loi de comportement met en jeu le coefficient de réaction k_n , dont la valeur varie généralement d'une phase de calcul à la suivante, le coefficient de pression du sol au repos K_0 et le coefficient de pression initiale K_1 qui définit l'état des contraintes normales effectives exercées par le sol sur les faces du rideau après la mise en place de celui-ci. Les valeurs de ces paramètres ont été déterminées sur la base des informations tirées de l'étude géotechnique, mais certaines d'entre elles ont dû être précisées à partir de calculs à rebours visant à retrouver les grandeurs mesurées lors de l'expérimentation.

4.2

Paramètres de résistance au cisaillement

Comme les seules données de l'étude géotechnique ne permettaient pas d'évaluer avec précision les paramètres de résistance au cisaillement (particulièrement la cohésion, qui joue un rôle important, compte tenu de la hauteur relativement faible de l'ouvrage), il a également été tenu compte des résultats des mesures de pression du sol lors de la détermination de ces paramètres.

L'angle de frottement interne ϕ' , mesuré sur des éprouvettes de sol sec reconstituées, étant compris entre $40,5^\circ$ et $42,5^\circ$, on a tout d'abord admis que sa valeur en place se situait vraisemblablement entre 40° et 45° . On a, par ailleurs, supposé que les pressions mesurées sur la face arrière du rideau ayant des valeurs suffisamment faibles pour être compatibles avec le développement d'un état d'équilibre limite de poussée aux niveaux de mesure, étaient effectivement les composantes normales des contraintes limites de poussée à ces niveaux. Les valeurs correspondantes de c' ont alors été calculées pour des valeurs de ϕ' situées dans la plage 40° - 45° . Ces calculs ont été faits en utilisant les tables de Kérisel et Absi (1990) dans l'hypo-

thèse d'un angle de frottement sol-rideau δ_a égal à $\frac{2}{3} \phi'$.

Une analyse des valeurs de c' ainsi obtenues tenant compte de l'ordre de grandeur de la cohésion capillaire

Coefficients de pression au repos et de pression initiale

On a adopté pour le coefficient de pression du sol au repos les valeurs données par la formule de Jaky, $K_0 = 1 - \sin \phi'$, soit $K_0 = 0,36$ pour le sol situé à une profondeur inférieure à 2,75 m et $K_0 = 0,29$ pour le sol sous-jacent.

En ce qui concerne le coefficient de pression initiale, deux jeux de valeurs ont été successivement pris en compte :

- une première série de calculs (calculs 1) a été faite en attribuant à K_1 des valeurs K_1^1 égales à K_0 , conformément à l'hypothèse simplificatrice généralement faite pour le calcul des rideaux de palplanches ;

- les mesures de pression du sol sur le rideau après vibrofonçage ayant indiqué une distribution de contraintes totalement différente de la distribution théorique précédente, des calculs complémentaires (calculs 2) ont été effectués à partir de valeurs K_1^2 de K_1 en meilleur accord avec les mesures, en dépit des incertitudes relatives à la représentativité de celles-ci (Fig. 4) :

- $K_1^2 = 0,66$ de 0 à 2,25 m de profondeur ;
- $K_1^2 = 0,32$ de 2,25 à 2,75 m de profondeur ;
- $K_1^2 = 0,125$ au-delà de 2,75 m.

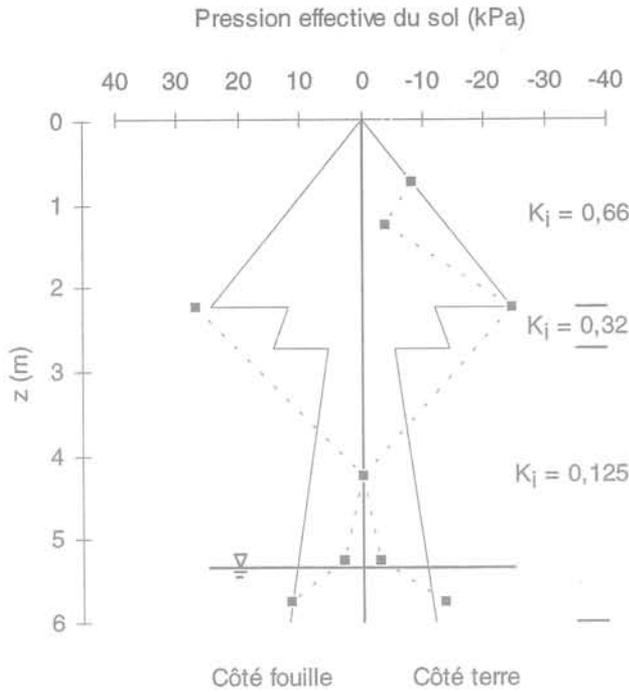


FIG. 4 Résultats des mesures de pression du sol sur le rideau après sa mise en place. Results of the earth pressure measurements carried out on the sheetpile wall after its installation.

mesurée localement a conduit à retenir les valeurs suivantes de c' et ϕ' :

- $c' = 1,5 \text{ kPa}$ et $\phi' = 40^\circ$ entre 0 et 2,75 m de profondeur ;
- $c' = 6 \text{ kPa}$ et $\phi' = 45^\circ$ entre 2,75 et 5,35 m de profondeur ;
- $c' = 0$ et $\phi' = 45^\circ$ au-delà de 5,35 m (sol sous la nappe).

Coefficients de réaction

Les coefficients de réaction du sol ont été déterminés à partir des valeurs moyennes des modules pressiométriques aux niveaux où des résultats d'essais sont disponibles, c'est-à-dire au-dessous du niveau de butonnage, et à partir de calculs à rebours au-dessus de celui-ci.

Les règles utilisées pour la détermination des coefficients de réaction sont, à quelques nuances près,

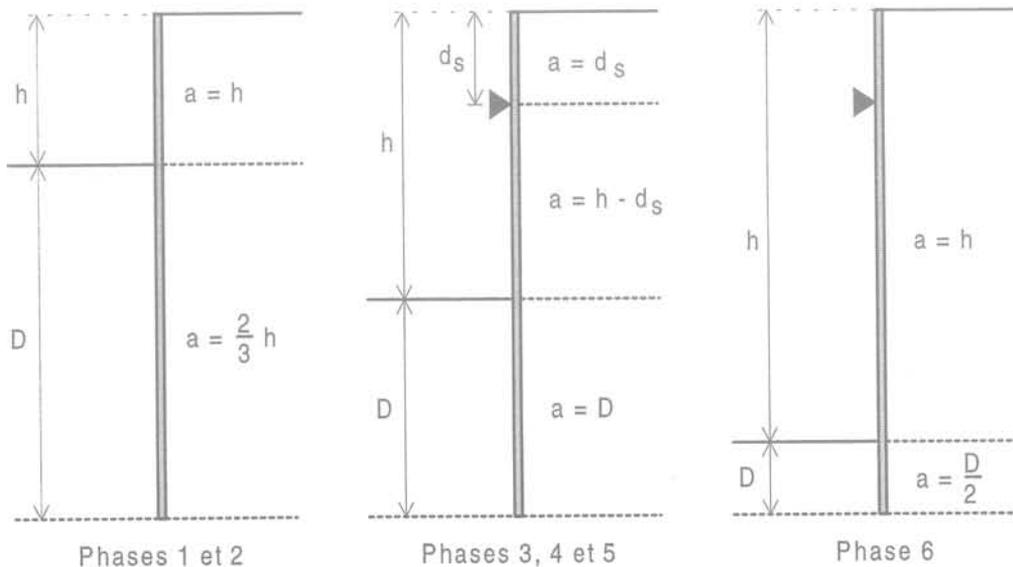


FIG. 5 Principes de détermination du paramètre dimensionnel a. Principles of the determination of the dimensional parameter a.

TABEAU I Valeurs des paramètres géotechniques prises en compte dans les calculs.
Soil parameter values taken into account for the calculations.

Profondeur (m)	Poids volumique apparent γ (kN/m ³)	Paramètres de résistance au cisaillement		Coefficient de pression du sol au repos K_0	Coefficient de pression initiale K_i		Coefficient de réaction k_h (kN/m ³)							
		c' (kPa)	ϕ' (degrés)		K_i^1	K_i^2	phases 1 et 2	phase 3	phases 4 et 5	phase 6				
0-1,25	16,5	1,5	40	0,36	0,36	0,66	9600	10000	10000	3800				
1,25-1,75											21600	11800	9500	7600
1,75-2,25							24600	17600	11400	9200				
2,25-2,75														
2,75-4,00							0,125	0,29	0,29	0,125	24600	17600	11400	9200
4,00-5,00	19,8	0	0	0	31900	22700								
5,00-5,35							0,29	0,125	0,29	0,125	24600	17600	11400	9200
5,35-6,00	19,8	0	0	0	31900	22700								

celles préconisées par Balay (1984). La force de précontrainte des butons étant très faible, la procédure applicable aux écrans étayés par des appuis non précontraints a été appliquée, et le coefficient de réaction de chacune des couches considérées dans la simulation de l'expérimentation a été calculé par la formule de Ménard *et al.* (1964):

$$\frac{1}{k_h} = \frac{1}{E_M} \left[\frac{\alpha a}{2} + 0,133(9a)^\alpha \right]$$

dans laquelle:

E_M désigne le module pressiométrique moyen de la couche étudiée;

α , un paramètre rhéologique égal à 1/3 pour les sables et graves;

a , un paramètre dimensionnel fonction des conditions géométriques du problème et dont les règles de calcul adoptées dans le cas étudié sont résumées sur la figure 5.

Les calculs à rebours visant à déterminer les coefficients de réaction relatifs à la couche de surface ont été effectués en faisant varier les valeurs de ce paramètre jusqu'à ce que l'on obtienne une concordance optimale entre les valeurs théoriques et expérimentales des grandeurs mesurées et, plus particulièrement, des déplacements et des moments fléchissants, c'est-à-dire des grandeurs dont les valeurs expérimentales sont les plus fiables. Ces calculs ont été faits en admettant l'égalité des coefficients K_0 et K_i et la fixité du point de butonnage lors des phases 3, 4 et 5.

Il y a lieu de noter que le calage des valeurs théoriques des déplacements sur les valeurs expérimentales n'a pas été fait à partir des déplacements absolus, mais des déplacements relatifs comptés à partir de la déformée du rideau après mise en précontrainte des butons, prise comme origine. Ce choix est motivé par le fait que des fissures d'environ 5 mm de large se sont ouvertes entre le sol et le rideau au cours des premières phases de l'expérience (von Wolfersdorff, 1994 (b)) et qu'il n'était possible de relier les déplacements du rideau au coefficient de réaction du sol qu'à partir du moment où le sol et le rideau étaient en contact.

Les valeurs des coefficients de réaction prises en compte dans les calculs sont présentées dans le

tableau I, où les valeurs des autres paramètres géotechniques sont également regroupées.

4.5

Hypothèses de calcul

Les contraintes limites de poussée et de butée prises en compte pour l'établissement des relations entre la pression du sol et le déplacement du rideau, qui définissent la loi d'interaction en chaque point de celui-ci, ont été déterminées au moyen des tables de Kérisel et Absi (1990) pour les valeurs suivantes de l'angle de frottement sol-rideau δ :

TABEAU II Hypothèses particulières relatives aux différents calculs.

Specific assumptions related to the different calculations.

Désignation des calculs	Coefficient de pression initiale K_i	Conditions au niveau de butonnage		
		Phase	T(kN/m)	Δy (mm) ^a
1a	$K_i^1 = K_0$	1	0	0
		2		0
		3		0
		4		0
2a	K_i^2	5	4.5	5 à 50
		6		
1b	$K_i^1 = K_0$	4		-1
		5		0
2b	K_i^2	6		5 à 50

^a Δy : déplacement du point de butonnage au cours d'une phase de travaux.

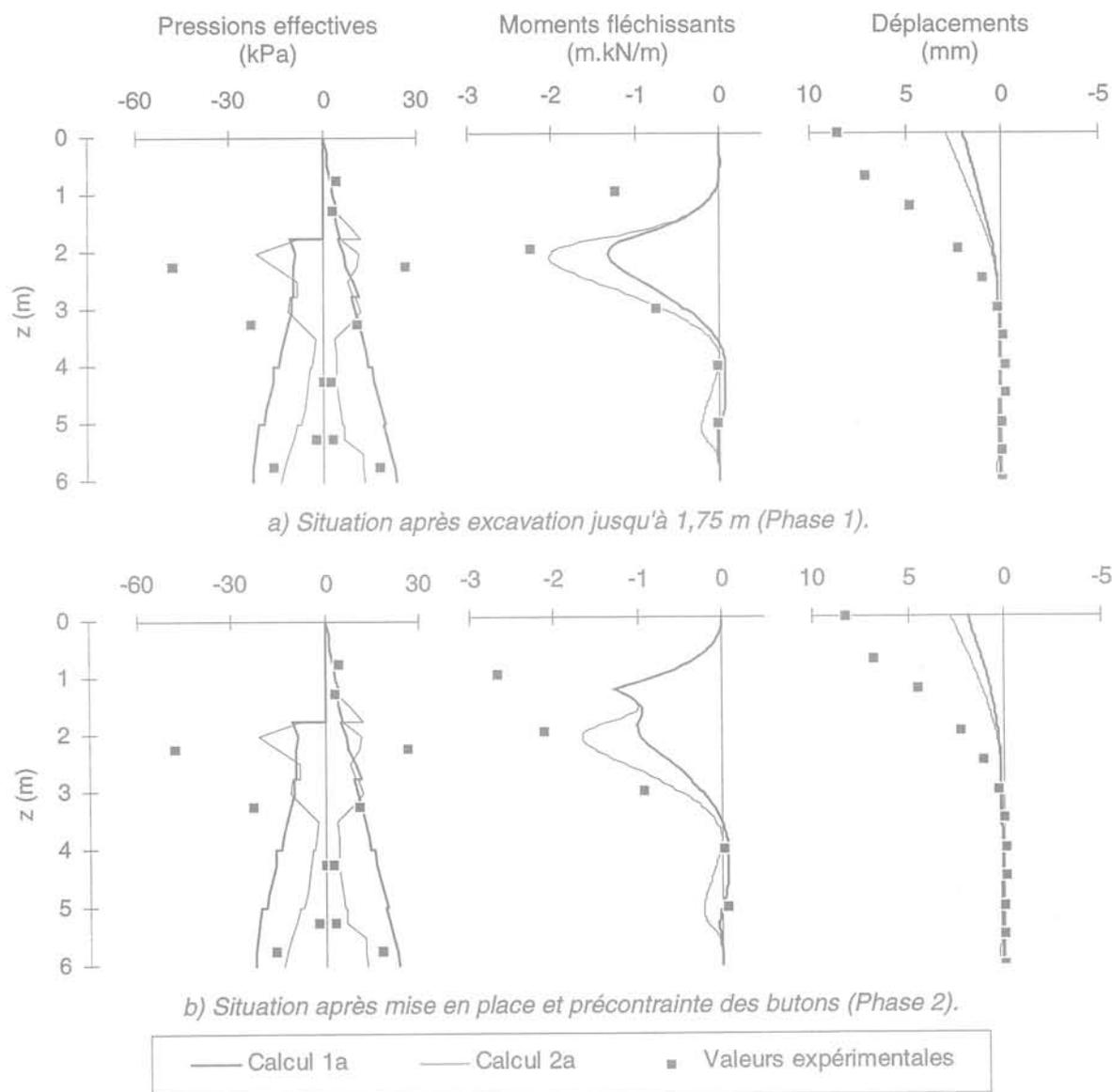


FIG. 6 Résultats des calculs 1 et 2 relatifs aux phases 1 et 2 et comparaison avec les résultats expérimentaux.

Results of calculations 1 and 2 related to stages 1 and 2 and comparison with the test results: a) situation after excavation up to 1,75 m (stage 1); b) situation after installation and prestressing of the struts (stage 2).

– les contraintes de poussée ont été calculées en adoptant la valeur $\delta_a = \frac{2}{3} \varphi'$ pour toutes les phases de calcul à l'exception de la phase 6 pour laquelle l'importance des déplacements du rideau justifiait de prendre $\delta_a = \varphi'$;

– les contraintes de butée ont été calculées en tenant compte de valeurs de δ_p différentes sur les deux faces du rideau, on a en effet retenu les valeurs $\delta_p = -\frac{2}{3} \varphi'$ sur la face avant et $\delta_p = 0$ sur la face arrière.

Les phases d'excavation ont été modélisées en adoptant pour le sol un schéma de comportement réversible en déchargement, tel qu'une diminution $\Delta\sigma'_v$ de la contrainte verticale effective à déplacement latéral nul entraîne une diminution de la contrainte horizontale effective égale à $\Delta\sigma'_h = K_0 \Delta\sigma'_v$.

L'action des butons a été prise en compte par l'introduction d'une condition aux limites correspondant à l'imposition d'une force ou d'un déplacement au niveau de butonnage.

Le premier type de condition intéresse uniquement la phase 2, dans laquelle la mise en précontrainte des butons a été simulée par l'application d'une force de 4,5 kN/m. Dans toutes les phases de calcul ultérieures, une condition de déplacement a été imposée au niveau de butonnage:

– des calculs supposant que, conformément aux conditions théoriques de réalisation de l'expérience, le niveau de butonnage n'a subi aucun déplacement au cours des phases 3, 4 et 5, ont tout d'abord été effectués (calculs 1a et 2a). L'examen des résultats des mesures de déplacement ayant montré qu'un recul du point de butonnage d'environ 1 mm était intervenu lors de l'exécution des terrassements entre 4 m et 5 m de

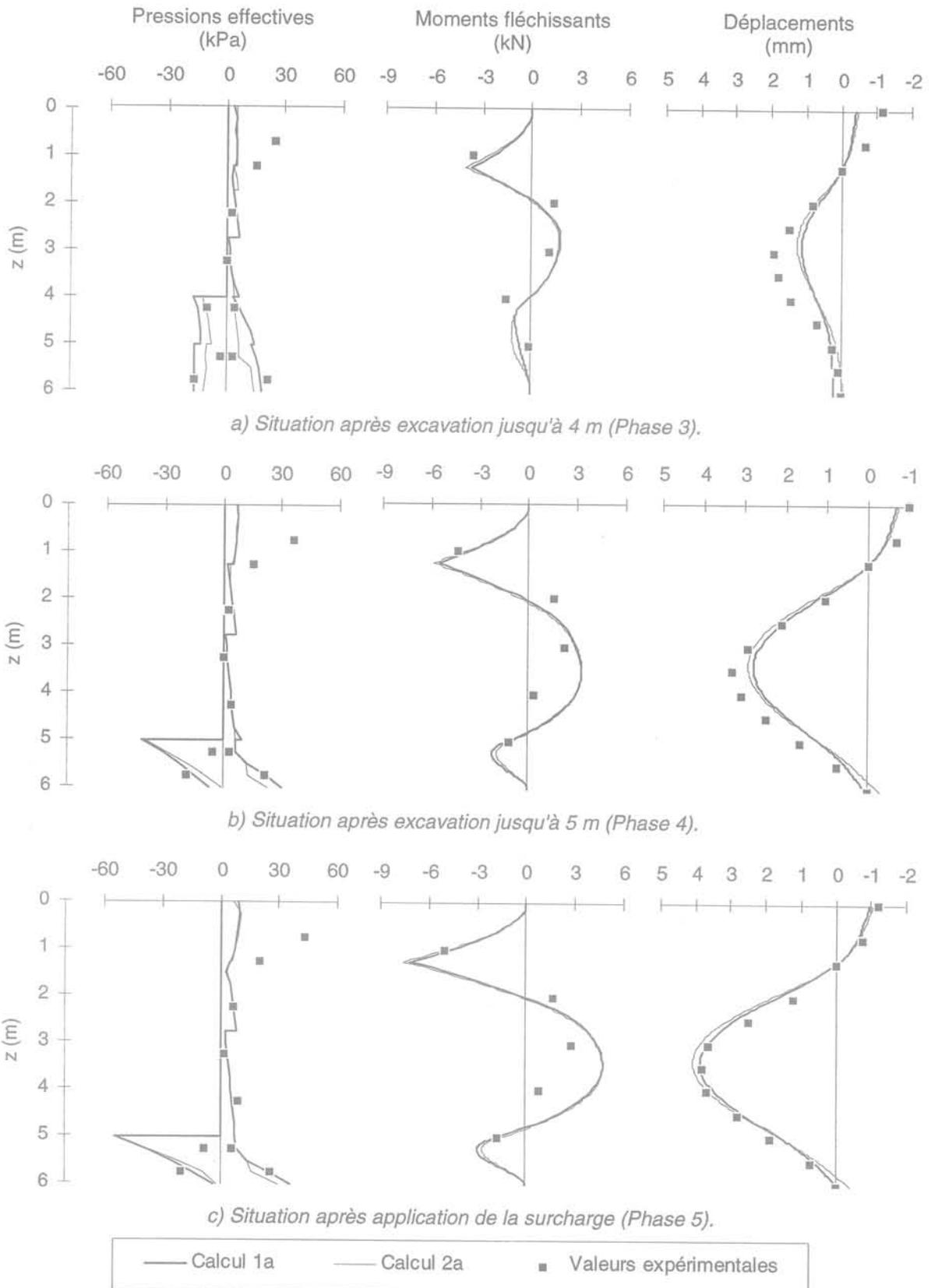


FIG. 7 Résultats des calculs 1a et 2a relatifs aux phases 3, 4 et 5, tenant compte d'un déplacement nul du niveau de butonnage. Comparaison avec les résultats expérimentaux.
 Results of calculations 1a and 2a related to stages 3, 4 and 5, assuming the fixity of the strut level. Comparison with the test results: a) situation after excavation up to 4 m (stage 3); b) situation after excavation up to 5 m (stage 4); c) situation after loading the soil behind the wall (stage 5).

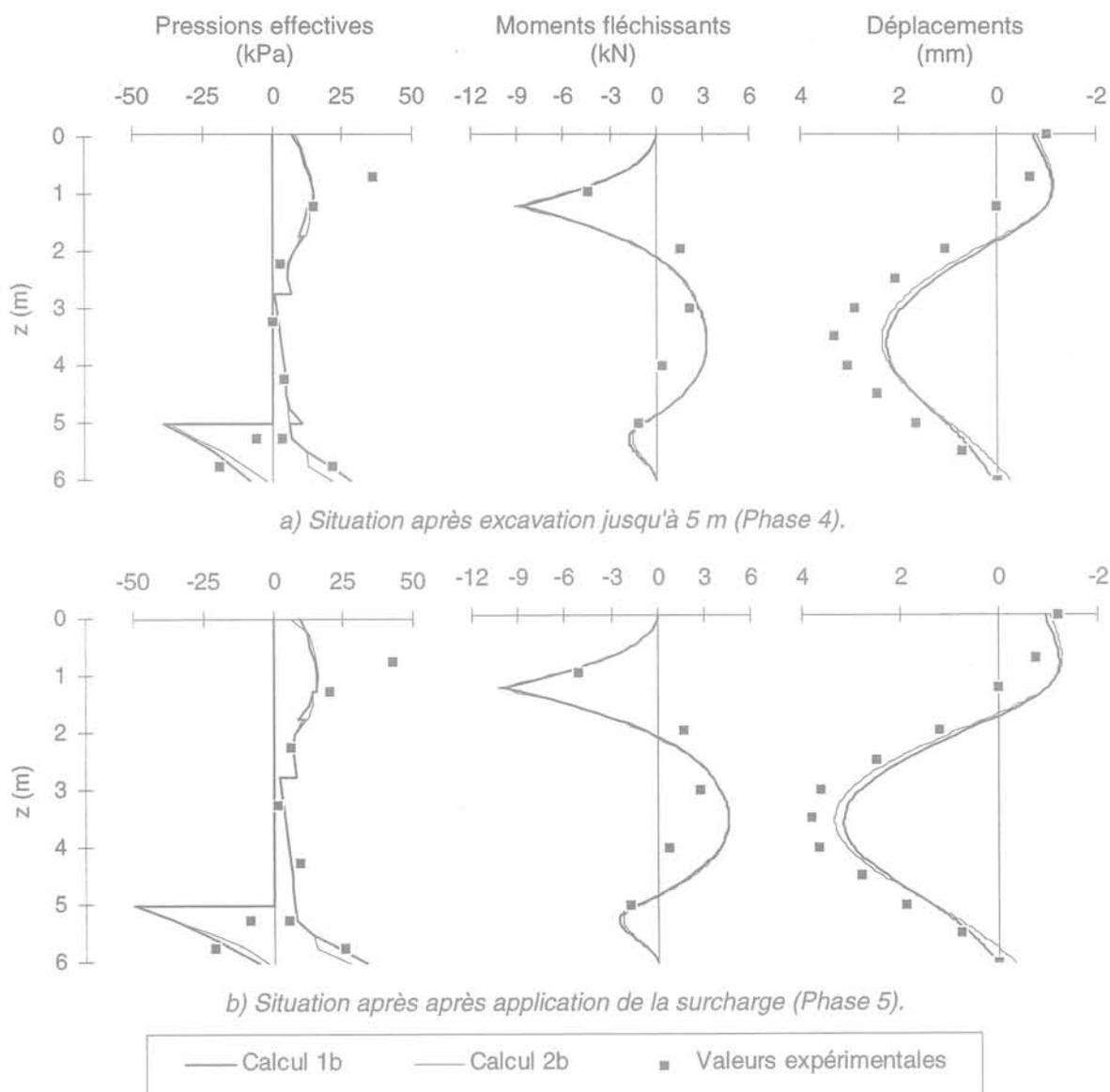


FIG. 8

Résultats des calculs 1b et 2b relatifs aux phases 4 et 5, tenant compte d'un recul du niveau de butonnage égal à 1 mm lors de l'excavation de 4 m à 5 m. Comparaison avec les résultats expérimentaux.

Results of calculations 1b and 2b related to stages 4 and 5, assuming a backward displacement of the strut level equal to 1 mm during the digging of the pit from 4 m to 5 m. Comparison with the test results: a) situation after excavation up to 5 m (stage 4); b) situation after loading the soil behind the wall (stage 5).

profondeur (phase 4) des simulations du comportement du rideau à partir de la phase 4 ont été faites en tenant compte de ce recul (calculs 1b et 2b);

– l'étude du passage du rideau à l'équilibre limite en phase 6 a été faite à partir de la relation existant entre la force unitaire de butonnage T et le déplacement des têtes de butons. Pour établir cette relation, la force T a été calculée en affectant successivement à ce déplacement huit valeurs correspondant respectivement à des raccourcissements des butons compris entre 5 mm et 50 mm.

Les hypothèses particulières des différents calculs sont récapitulées dans le tableau II.

5

Résultats et interprétation

5.1

Résultats

Les résultats des calculs sont présentés sous forme de diagrammes représentant, pour chaque phase de l'expérimentation, les variations en fonction de la profondeur z de la pression effective p' du sol, des moments fléchissants M et des déplacements y du

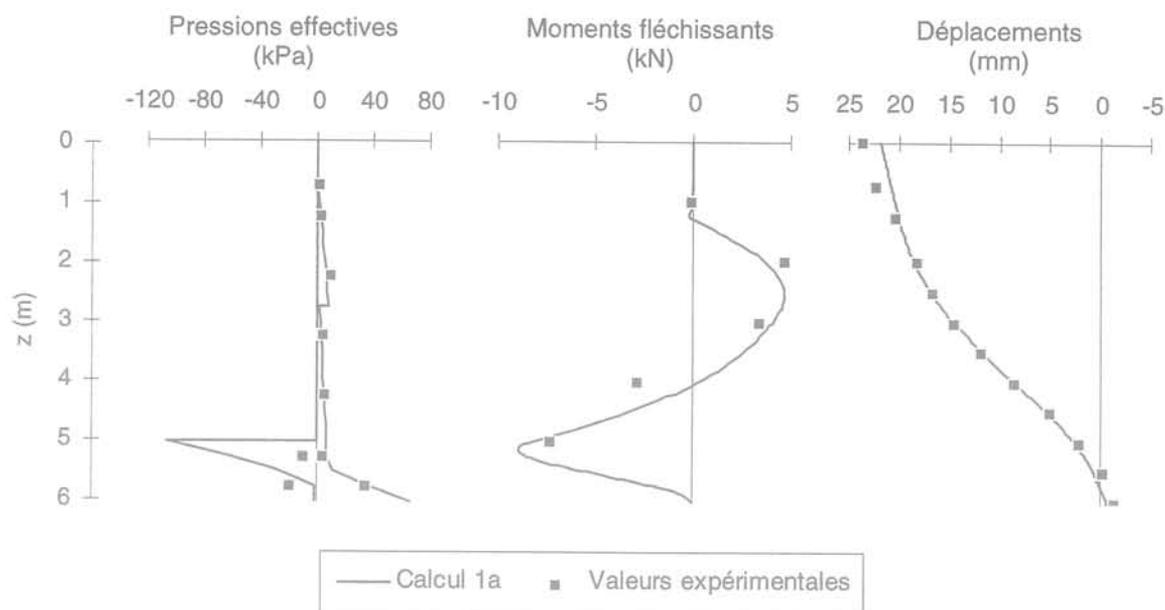


FIG. 9 Comparaison des résultats du calcul 1a relatif à la phase 6 et des résultats expérimentaux correspondants. Les autres calculs conduisent à des résultats pratiquement identiques. Comparison of the calculation results related to stage 6 with the corresponding test results. The other calculations yield quite similar results.

rideau (Fig. 6 à 9). Les résultats des calculs 1 et 2 (1a et 2a, d'une part, et 1b et 2b, d'autre part) relatifs à une même phase sont reportés sur les mêmes diagrammes, où l'on a également fait figurer les valeurs expérimentales des grandeurs correspondantes. Pour les raisons exposées précédemment (voir § 4.4), les déformées théoriques et expérimentales représentées sur les figures 7 à 9 et relatives aux phases postérieures à la phase 2, ont été tracées à partir des déplacements relatifs du rideau obtenus en retranchant les déplacements en phase 2 aux déplacements absolus. Les valeurs théoriques et expérimentales de la force unitaire de butonnage T sont regroupées dans le tableau III.

On notera que le calcul n'a pas permis de déterminer la valeur du déplacement relatif du niveau de butonnage correspondant au passage à l'équilibre limite. En effet, au-delà d'une valeur de ce déplacement relatif égale à environ 10 mm, valeur qui marque la fin d'une forte diminution de la force de butonnage, cette force continue de décroître lentement mais régulièrement (d'environ 0,06 kN/m par mm de déplacement relatif) sans qu'apparaisse une tendance à la stabilisation (Fig. 10). Dans ces conditions, les calculs relatifs à la phase 6 ont été effectués en attribuant au déplacement relatif du niveau de butonnage la valeur limite déterminée expérimentalement, soit 20,43 mm.

5.2

Influence de l'état initial

La comparaison des résultats des calculs 1 et 2 (1a et 2a d'une part, 1b et 2b d'autre part), qui se différencient uniquement par l'hypothèse concernant la distribution initiale de la pression du sol sur le rideau, fait apparaître que, sauf pour les premières phases de calcul (essentiellement les phases 1 et 2), cette hypothèse n'a que peu d'influence sur les valeurs calculées des grandeurs mesurées au cours de l'expérimentation.

Si l'adoption des valeurs $K_1 = K_1^2$ permet en effet d'obtenir, lors des phases 1 et 2, des valeurs calculées des moments fléchissants et des déplacements plus proches des valeurs mesurées que celles correspondant à l'hypothèse $K_1 = K_1^1$, seule l'amélioration des moments fléchissants est significative, les déformées théoriques étant toutes deux très éloignées de la déformée réelle (Fig. 6). Cette divergence entre les déplacements mesurés et calculés est vraisemblablement due au fait que, comme indiqué précédemment, le contact entre le sol et le rideau n'était que partiel jusqu'à la mise en précontrainte des butons.

Les écarts entre les résultats des calculs 1 et 2 constatés pour les phases postérieures à la phase 2 (Fig. 7 et 8) sont minimes, sauf pour ce qui concerne la pression du sol en phase 3 (Fig. 7a), et ils diminuent au fur et à mesure de l'avancement des calculs (Fig. 7 et 8) pour s'annuler en phase 6. Il s'ensuit, qu'à partir de la phase 4, l'hypothèse faite sur l'état des contraintes initiales n'a que très peu d'influence sur les résultats du calcul.

TABLEAU III Comparaison des valeurs mesurées et des valeurs de la force unitaire de butonnage déduites des calculs 1a, 2a, 1b, 2b.

Comparison of the measured strut force values and of the values derived from calculations 1a, 2a, 2b.

Phase	Force unitaire de butonnage T(kN/m)				
	Mesurée	Calcul 1a	Calcul 2a	Calcul 1b	Calcul 2b
3	21,31	12,59	13,94		
4	28,64	16,59	17,36	30,25	31,61
5	33,72	21,80	22,68	34,02	35,41
6	4,22	7,44	7,40	7,48	7,49

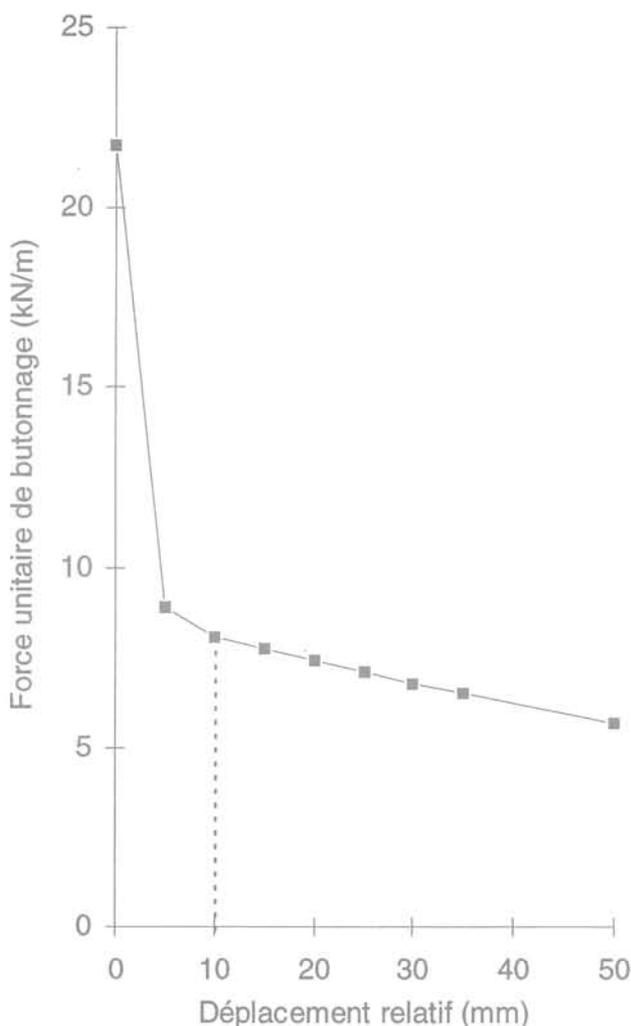


FIG. 10 Variation de la force de butonnage en fonction du raccourcissement des butons.
Variation of the strut force versus the shortening of the struts.

5.3

Analyse de la simulation du comportement du rideau après la mise en place et la précontrainte des butons

Pendant la partie correspondante de l'expérimentation, sauf en phase finale (phase 6), les têtes de butons ont été, en principe, bloquées et, dans les faits, n'ont subi que des déplacements très limités (au plus égaux à 1 mm). Cette situation étant favorable au développement d'effets de voûte, l'interprétation des calculs a eu pour principal objectif d'apprécier la réalité de ce phénomène pour l'ouvrage étudié et a donc surtout intéressé les phases 3 à 5.

La comparaison à l'expérience des résultats des calculs 1a et 2a (Fig. 7 et Tableau III) montre :

- que les valeurs théoriques des moments fléchissants sont du même ordre que celles déterminées expérimentalement mais que le calcul surestime les valeurs maximales des moments fléchissants en travée en phase 4 et surtout en phase 5 où l'écart entre le calcul et l'expérience est le plus marqué ;

- que la concordance entre les déplacements mesurés et calculés est acceptable en phase 3, bonne en phase 4 et excellente en phase 5 ;

- que le calcul sous-estime fortement les forces de butonnage (de 33 % à 41 %) et que, en tête de rideau, la pression du sol mesurée est très supérieure à la pression calculée.

Cette situation peut être améliorée, du moins en ce qui concerne les phases 4 et 5, en tenant compte dans la simulation du recul des têtes de butons constaté en phase 4. Les calculs 1b et 2b (Fig. 8 et Tableau III), qui intègrent cette donnée (voir 4.5), conduisent effectivement à des diagrammes de pression du sol en meilleur accord avec les diagrammes expérimentaux (bien que d'importantes divergences subsistent) et permettent de retrouver les forces de butonnage avec une erreur par excès comprise entre 1 % et 10 %. En revanche, la concordance entre les mesures et le calcul est moins satisfaisante pour les déplacements, et elle n'est pas meilleure en ce qui concerne les moments fléchissants.

Cependant, si la prise en compte du recul des têtes de butons conduit, dans l'ensemble, à une meilleure simulation du comportement du rideau en phases 4 et 5, elle ne permet pas d'interpréter les mesures de pression du sol intéressant la partie supérieure de l'ouvrage. Ceci, comme les divergences constatées en phase 3 entre les mesures et le calcul de la pression du sol et de la force de butonnage, ne peut s'expliquer que par la formation d'effets de voûte.

L'analyse des données expérimentales et, plus particulièrement, de l'évolution de la pression du sol aux profondeurs 0,75 m, 1,25 m, 2,25 m et 3,25 m en fonction des déplacements des points correspondants depuis la mise en place des butons (Fig. 11) vient confirmer cette hypothèse. On constate en effet que la pression du sol aux profondeurs 2,25 m et 3,25 m atteint en fin d'excavation et lors de l'application de la surcharge des valeurs inférieures à celles mesurées en phase 6, qui sont égales à la pression active. Ceci implique qu'une fraction de la poussée du sol a été reportée vers les zones fixes ou quasi fixes du rideau et notamment vers la zone de butonnage. Les diagrammes pression-déplacement aux profondeurs 0,75 m et 1,25 m, qui mettent en évidence d'importantes augmentations de la pression du sol à déplacement nul ou très faible (notamment lors de l'excavation jusqu'à 4 m et lors de l'application de la surcharge), montrent qu'il en est bien ainsi.

Le calcul aux coefficients de réaction, qui postule que la pression du sol en tout point de l'écran est au moins égale à la pression active en ce point, ne permet donc pas de simuler fidèlement le comportement du rideau expérimental. La relativement bonne concordance entre les valeurs théoriques et expérimentales des moments fléchissants et des déplacements correspondant aux phases 3, 4, et 5, s'explique par l'introduction dans les calculs de valeurs de c' et ϕ' telles que, dans la partie centrale du rideau, les valeurs calculées de la pression active soient égales aux valeurs mesurées de la pression qui s'y exerce (alors, qu'en fait, la pression active réelle est supérieure à la pression mesurée). Or, la pression du sol dans la partie centrale du rideau détermine pour une large part les moments fléchissants et la déformée, puisque la force due à la pression du sol qui s'applique dans la zone des butons est, en grande partie, transmise directement à ceux-ci. D'autre part, les écarts importants entre les valeurs théoriques et expérimentales des forces de butonnage

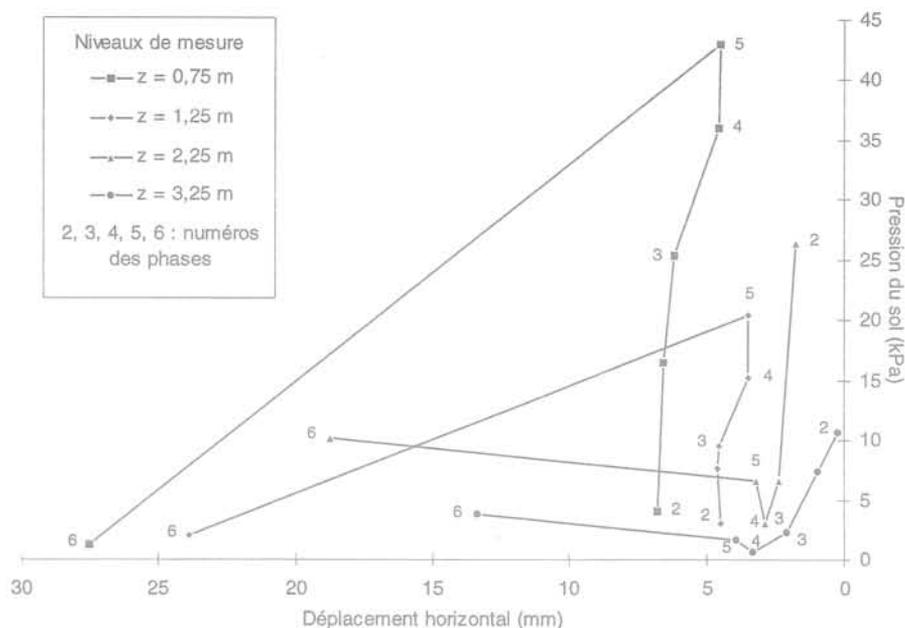


FIG. 11 Variation de la pression du sol à quatre niveaux particuliers du rideau en fonction des déplacements de ces niveaux.
 Variation of the earth pressure at four specific levels versus the displacements of these levels.

en phase 3, ainsi qu'en phase 4 et 5, lorsque les têtes de butons sont supposées parfaitement fixes, sont alors cohérents avec les différences entre les pressions d'un sol mesurées et calculées en tête de rideau.

L'examen des résultats de l'étude théorique du comportement du rideau en phase 6 montre que, comme on pouvait s'y attendre, ceux-ci sont pratiquement indépendants des hypothèses concernant l'état initial de la pression du sol et le déplacement des têtes de buton en phase 4, les calculs 1a, 1b, 2a et 2b conduisant en effet à des résultats très voisins. La comparaison des valeurs théoriques et expérimentales des grandeurs étudiées (présentées sur la figure 9 dans le cas du calcul 1a) fait apparaître une bonne concordance entre elles pour ce qui concerne les déplacements relatifs du rideau, les moments fléchissants qui lui sont appliqués et la pression du sol hors fiche (encore que le calcul sous-estime légèrement celle-ci en raison de la prise en compte des valeurs de c' et ϕ' qui surestiment la résistance du sol). En revanche, le calcul surestime l'effort de butonnage de plus de 75 % (Tableau III). L'erreur ainsi commise pourrait s'expliquer par le développement en pied de rideau d'un effort tranchant stabilisateur non pris en compte dans les calculs.

6

Implications pratiques

L'étude précédente montre que le calcul aux coefficients de réaction d'un écran, dont le comportement est déterminé en partie par le développement d'un effet de voûte, peut introduire des erreurs substantielles dans l'évaluation des efforts appliqués à l'ouvrage.

Pour évaluer l'amplitude de ces erreurs, dont l'incidence sur le dimensionnement de l'ouvrage peut être

importante, on a procédé à un calcul complémentaire des efforts appliqués au rideau de Hochstetten (calcul 3). Ce calcul a été effectué en tenant compte de valeurs des paramètres de résistance au cisaillement plus réalistes que celles qui ont été considérées dans les calculs précédents, qui conduisaient à des valeurs trop faibles des contraintes limites de poussée (voir § 5.3). Les nouvelles valeurs des paramètres de résistance au cisaillement, soit :

$c' = 1 \text{ kPa}$ et $\phi' = 41,5^\circ$ de 0 m à 2,75 m de profondeur ;

$c' = 6 \text{ kPa}$ et $\phi' = 41,5^\circ$ de 2,75 m à 5,35 m de profondeur ;

$c' = 0$ et $\phi' = 41,5^\circ$ au-delà de 5,35 m,

ont été obtenues en affectant à ϕ' la valeur moyenne tirée des essais triaxiaux et de cisaillement direct, les valeurs de c' ayant été déterminées par calage de la pression active sur la pression mesurée hors fiche en phase finale.

A l'inverse, les valeurs des coefficients de réaction prises en compte précédemment ont été conservées, on a admis l'égalité des coefficients de pression au repos et de pression initiale, soit $K_0 = K_1 = 1 - \sin \phi'$, et on a supposé que les têtes de butons étaient parfaitement fixes lors des phases 3, 4 et 5.

Les résultats du calcul pour les phases 3, 4 et 5, c'est-à-dire les phases correspondant ou pouvant correspondre aux conditions de service les plus critiques d'un ouvrage (les résultats relatifs aux phases 3 et 4 peuvent être associés aux cas de rideaux de fiches respectives 2 m et 1 m dont le terre-plein arrière n'est pas surchargé) sont représentés sur la figure 12 (pression du sol, moments fléchissants, déplacements) et dans le tableau IV (forces de butonnage). Ils montrent que si le calcul aux coefficients de réaction conduit à des valeurs assez réalistes des déplacements du rideau, il surestime

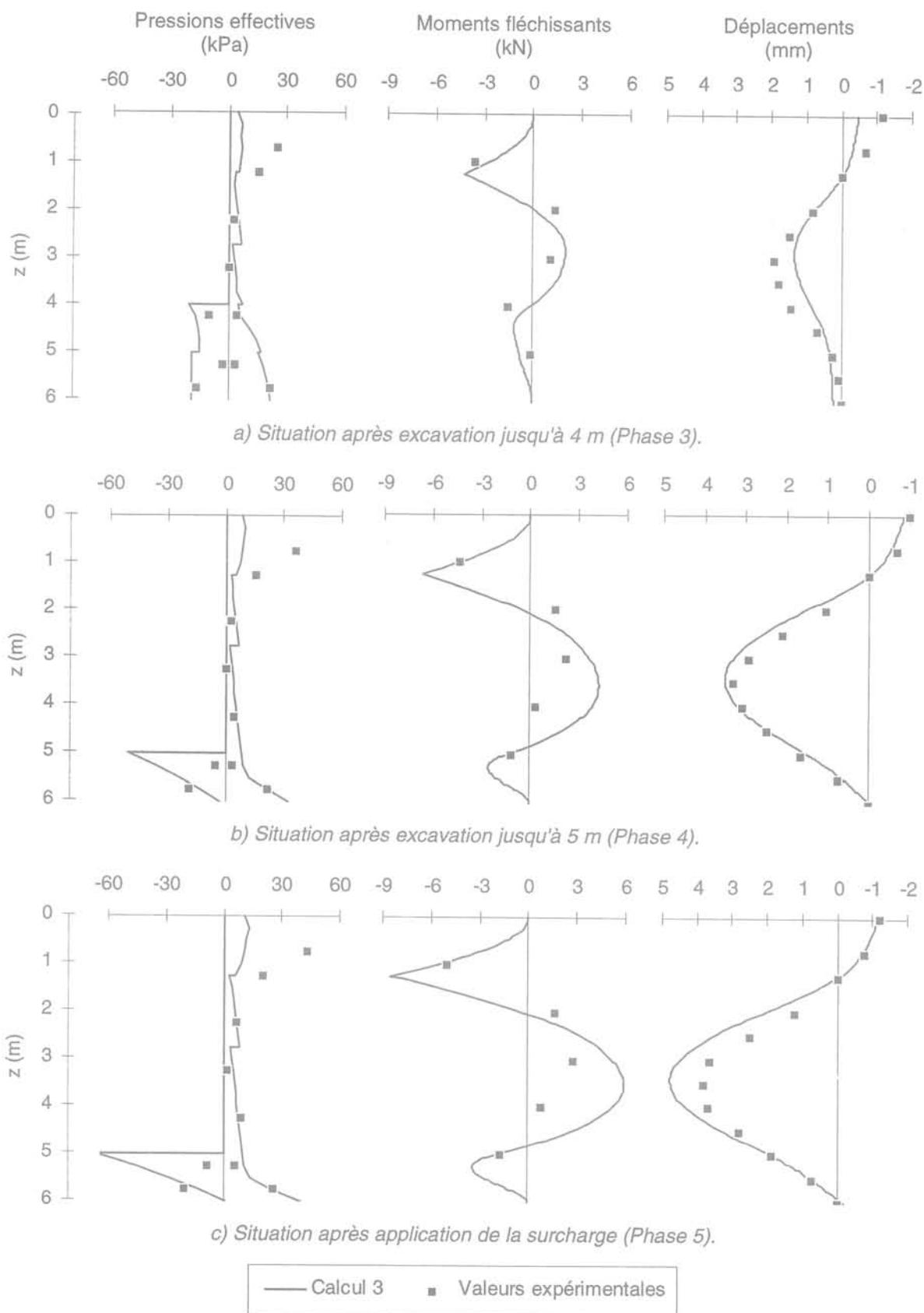


FIG. 12

Résultats du calcul 3 relatifs aux phases 3, 4 et 5 et comparaison avec les résultats expérimentaux. Les données et hypothèses de ce calcul sont les mêmes que celles du calcul 1a, sauf qu'il tient compte de paramètres de résistance au cisaillement plus réalistes.

Results of calculation 3 related to stages 3, 4 and 5, and comparison with the test results. Data and assumptions are the same as for calculation 1a except that more realistic shear strength parameters are taken into account. a) situation after excavation up to 4 m (stage 3); b) situation after excavation up to 5 m (stage 4); c) situation after loading the soil behind the wall (stage 5).

TABLEAU IV

Comparaison des valeurs mesurées et des valeurs de la force unitaire de butonnage déduites du calcul 3. Valeurs du coefficient de majoration à appliquer aux résultats du calcul.

Comparison of the measured strut force values and of the values derived from calculations 3. Values of the correction factor to apply to the calculation results.

Phase	Force unitaire de butonnage TKN/m		Coefficient de majoration
	Mesurée	Calculée	
3	21,31	14,09	1,51
4	28,64	19,34	1,48
5	33,72	24,87	1,38

les moments fléchissants en travée en phase 4 et 5. Ils confirment, par ailleurs, que les réactions de butonnage sont fortement sous-estimées et permettent d'évaluer le coefficient de majoration qu'il y a lieu d'appliquer aux valeurs calculées pour retrouver les valeurs mesurées. Ce coefficient varie d'environ 1,50 (phases 3 et 4) à 1,35 (phase 5).

Ces données font clairement apparaître la nécessité de majorer les réactions d'appui déterminées par le calcul aux coefficients de réaction, lorsque celui-ci est appliqué à un écran souple étayé par une nappe de butons rigides. En l'absence de données plus précises, on pourra appliquer à la réaction de butonnage calculée un coefficient majorateur de 1,50, soit la valeur maximale déterminée précédemment. On notera que celle-ci est une valeur prudente puisqu'elle a été obtenue à partir de mesures sur des butons très rigides, alors que souvent, dans la pratique, la rigidité réelle des butons est très inférieure à leur rigidité théorique (Kastner, 1982). Il faut cependant souligner que la proposition ci-dessus n'a de sens que si les calculs tiennent compte de valeurs suffisamment réalistes des paramètres géotechniques et particulièrement des paramètres de résistance au cisaillement. L'adoption de valeurs trop pessimistes de ces derniers pourrait, en effet, conduire à des efforts

théoriques de butonnage de l'ordre des valeurs réelles, voire supérieures à celles-ci.

7

Conclusion

Les constatations faites sur le rideau de palplanches expérimental de Hochstetten ont fourni les éléments d'une étude de la validité du calcul aux coefficients de réaction d'un écran de soutènement souple étayé par une nappe de butons rigides.

Le logiciel DENEbola-LCPC a été utilisé pour simuler l'expérimentation du rideau et les résultats de cette simulation ont été comparés aux résultats expérimentaux. Les calculs ont été faits en tenant compte de valeurs des coefficients de réaction déterminées pour l'essentiel à partir des modules pressiométriques du sol conformément aux recommandations de Balay (1984) et en considérant successivement plusieurs hypothèses relatives à l'état initial de la pression du sol sur le rideau ainsi qu'au déplacement des têtes de butons. Ils ont permis de retrouver, avec une précision acceptable, voire bonne à très bonne dans certains cas, les principales grandeurs déterminées expérimentalement (déplacements, moments fléchissants, pression du sol en travée), mais seulement lorsque des valeurs des paramètres de résistance au cisaillement sensiblement plus élevées que celles effectivement mises en jeu étaient prises en compte. De plus, les calculs sous-évaluent, dans la plupart des hypothèses, les réactions de butonnage relatives aux phases d'essai correspondant aux conditions de service. Ces divergences entre le calcul et l'expérience résultent du développement d'un effet de voûte dont l'existence est mise en évidence par une analyse des résultats expérimentaux, si bien, qu'en toute rigueur, le calcul aux coefficients de réaction ne permet pas de simuler le comportement du rideau expérimental. Lorsqu'il prend en compte des valeurs représentatives des paramètres géotechniques, ce type de calcul conduit, en effet, à des moments fléchissants en travée trop élevés et sous-estime fortement les réactions de butonnage. Dans le cas du rideau étudié, l'erreur par défaut entachant ce paramètre est comprise entre 35 % et 50 % de la valeur mesurée.

Bibliographie

- Balay J., Frank R., Harfouche L. – Programme DENEbola pour le calcul des soutènements par la méthode des modules de réaction, *Bulletin de liaison des LPC*, n° 120, juillet-août 1982, p. 3-12.
- Balay J., Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction, Note d'information technique, LCPC, 1984, 24 p.
- Blivet J.-C., Bonafous P., Frank R., Josseume H. – Comportement d'un quai en paroi moulée au port du Havre, *Bulletin de liaison des LPC*, n° 113, mai-juin 1981, p. 111-134.
- Gigan J.-P. – Expérimentation en vraie grandeur d'un rideau de palplanches, *Revue Française de Géotechnique*, n° 8, août 1979, p. 27-44.
- Gigan J.-P. – Expérimentation d'un rideau de palplanches ancré par tirants actifs, *Bulletin de liaison des LPC*, n° 129, janvier-février 1984, p. 5-20.
- Josseume H., Stenne R. – Étude expérimentale d'une paroi moulée ancrée par quatre nappes de tirants, *Revue Française de Géotechnique*, n° 8, août 1979, p. 51-64.
- Josseume H., Delmer T. – Préviation du comportement d'un rideau de palplanches expérimental à Karlsruhe, Note LCPC, 1993, 18 p.
- Josseume H., Delattre L., Mespoulhe L. – Sheeppile test Karlsruhe. Post-calculations, Note LCPC, 1994, 24 p.
- Kastner R. – Excavations profondes en site urbain, Thèse de Doctorat de l'INSA Lyon, 1982, 409 p.
- Kérisel J., Absi E. – Tables de poussée et de butée des terres, Presses des Ponts et Chaussées, 1990, 3^e éd., 240 p.
- Ménard L., Bourdon G., Houy A. – Étude expérimentale de l'encastrement d'un rideau en fonction des caractéristiques pressiométriques du sol de fondation, *Sols – Soils*, n° 9, 1964, p. 11-27.
- Shahrour I., Ghorbangeibi S., Wolfersdorff von P.-A. – Comportement des rideaux de palplanches: expérimentation en vraie grandeur et prédictions numériques, *Revue Française de Géotechnique*, n° 71, 1995, p. 39-47.
- Wolfersdorff von P.A. – Feldversuch an einer Spundwand in Sandboden: Versuchsergebnisse und Prognosen, *Geotechnik*, n° 17, 1994 (a), p. 73-83.
- Wolfersdorff von P.A. – The results of the Sheetpile Wall Field Test in Hochstetten, Rapport de l'Université de Karlsruhe 1994 (b), 91 p.

Mesure de la perméabilité *in situ* du sel

Ph. COSENZA
M. GHOREYCHI
B. BAZARGAN-SABET

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

Résumé

Afin de mesurer la perméabilité intrinsèque d'un sel relativement pur localisé loin d'un ouvrage souterrain, une expérience en place a été mise en œuvre dans la mine Amélie appartenant aux Mines de Potasse d'Alsace (MDPA, Mulhouse, France). Un forage vertical a été réalisé depuis une niche expérimentale pour atteindre le banc S1, le plus pur en halite. Le banc sélectionné a approximativement un mètre d'épaisseur et se trouve à 16 mètres du mur de la galerie. Les fluides d'essai utilisés furent l'azote et la saumure saturée. Dans le but de minimiser et de contrôler au mieux les phénomènes perturbateurs tels que la dilatation thermique, la dissolution/cristallisation du sel et le fluage de la paroi du forage, des essais à température et pression constantes ont été préconisés. Ces recommandations et le contexte géologique du site (faible épaisseur du banc de halite) ont nécessité la conception en laboratoire des obturateurs et du dispositif d'injection, avant de les tester *in situ*. Les résultats expérimentaux obtenus permettent d'affirmer que le sel gemme est perméable à l'azote et à la saumure même assez loin des ouvrages souterrains (4 rayons de galerie).

Les faibles débits volumiques de saumure mesurés sont relativement bien reproduits par la loi de Darcy. Les valeurs de la perméabilité intrinsèque et de la pression de pores initiale obtenues sont égales à $2 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$ (soit une perméabilité au sens des hydrogéologues de $2 \cdot 10^{-14} \text{ m/s}$) et 1 MPa respectivement. Concernant l'essai à l'azote, les résultats mettent en évidence les faits suivants :

- après percolation de saumure dans le massif, la pression capillaire fait diminuer d'un ordre de grandeur le débit massique de gaz ;
- la loi de Darcy n'est pas satisfaisante. L'effet Klippenberg (ou phénomènes de « glissements en paroi » des molécules de gaz) et la présence d'une pression capillaire initiale semblent jouer un rôle significatif.

In situ permeability measurement in salt

Abstract

In order to measure rock salt intrinsic permeability located far from underground facilities, an *in situ* experiment was performed in the Amélie mine belonging to the Mines de Potasse d'Alsace (MDPA, Mulhouse, France). A vertical borehole was drilled from a niche excavated to access to the S1 bed, very pure in halite. The selected salt bed is approximately one meter thick and is located 16 meters away from the gallery floor. Test fluids were nitrogen and saturated brine. In order to minimize and to control disturbing phenomena (thermal effects, solution/crystallization and creep), constant temperature and constant pressure tests were recommended. As a matter of fact and because of the geological conditions (low thickness of the tested halite bed), a special device had to be designed and its principal components (packers and fluid injection systems) needed to be tested in the laboratory and in the field. The results of the field experiment show that rock salt is permeable to gas and to brine, even far enough from underground openings.

The results of the tests with brine are interpreted in a satisfactory way using a model based on Darcy's law characterized by a permeability value of $2 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$ and an initial pore pressure value of 1 MPa. Analysis of the measured gas flow rate shows that:

- after a brine percolation, capillary pressure effect is significant;
- fluid migration in salt is not controlled by Darcy diffusion; Knudsen effect and partial saturation may play an important role.

Introduction

Deux observations géologiques témoignent de l'imperméabilité renommée du sel gemme: les flancs des dômes de sel constituent d'excellents pièges pour les gisements d'hydrocarbures, et des poches de gaz et de saumure à très haute pression ont été révélées à proximité d'ouvrages souterrains (Hofrichter, 1976; Baar, 1977). Ainsi le sel gemme fait partie des formations géologiques potentiellement favorables pour le stockage de déchets toxiques et radioactifs étudiées en Allemagne et aux États-Unis (Stork *et al.*, 1988; Bérest, 1990; Ghoreychi, 1990).

Les résultats des expérimentations en place sur le site du WIPP (Waste Isolation Pilot Plant) aux États-Unis (Beauheim et Saulnier, 1991; Stormont *et al.*, 1991) incitent à réexaminer l'hypothèse de l'imperméabilité du sel gemme, du moins à proximité des ouvrages souterrains. Dans une zone étendue jusqu'à environ deux rayons de galerie, les perméabilités mesurées peuvent augmenter de plusieurs ordres de grandeur par rapport à celle supposée du massif vierge (Fig. 1).

Pour la plupart des auteurs, l'augmentation de la porosité connectée et de la perméabilité dans la zone endommagée (en anglais *Disturbed Rock Zone*: DRZ) est associée à une microfissuration de la roche (dilatation des joints de grains), produite par l'excavation de l'ouvrage. Au-delà d'une certaine distance de l'ouvrage, le sel possède une perméabilité inférieure à 10^{-21} m², c'est-à-dire probablement en deçà de la précision des dispositifs de perméamétrie actuels. Ce dernier résultat soulève les questions suivantes:

a) Dans une zone non endommagée, le sel gemme est-il perméable aux fluides (gaz, saumure...)? Les résultats

des expériences du WIPP attestant une imperméabilité (plus exactement une « non-mesurabilité » de la perméabilité) du sel gemme, sont-ils généralisables à d'autres sites?

b) Dans l'affirmative, est-il possible de mesurer dans des conditions maîtrisées (technologie, interprétation...) une perméabilité inférieure à 10^{-21} m²?

c) En quoi un essai *in situ* peut-il renseigner sur la loi de filtration à laquelle obéit un transport de masse fluide dans le sel? Par exemple, la loi de Darcy s'applique-t-elle dans le cas du sel gemme?

d) Quelles sont les conditions « hydrauliques » initiales? Existe-t-il une pression de pores, une porosité connectée, un degré de saturation initial en saumure?

L'essai de perméabilité que nous avons réalisé aux Mines de Potasse d'Alsace vise à apporter des éléments de réponse à ces questions. La première partie de cet article est relative au dispositif expérimental et à la procédure retenue pour l'essai. La deuxième partie présente les données obtenues et leur interprétation.

Dispositif et procédure expérimentale

Une étude sur les couplages thermo-hydro-chimico-mécaniques dans le sel a montré que l'effet de perméabilité mesuré au moyen d'un essai *in situ* pouvait être masqué par les phénomènes suivants: la dissolution-cristallisation du sel associée à la percolation de saumure, la dilatation thermique des fluides du dispositif expérimental et du massif, et le fluage (Cosenza et Ghoreychi, 1993). Afin de minimiser et de contrôler au

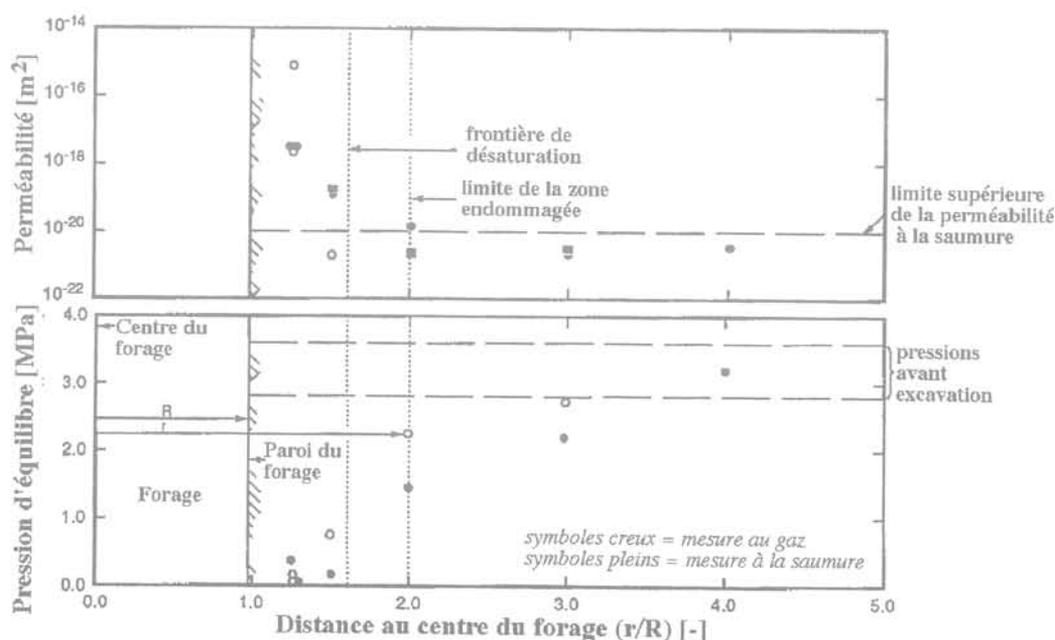


FIG. 1 Évolution de la perméabilité et de la pression de pores dans le sel en fonction de la distance à la paroi du forage (d'après Stormont *et al.*, 1991 sur le site du Waste Isolation Pilot Plant, États-Unis).
Permeability and pore pressure versus distance from borehole wall (Stormont *et al.*, 1991 on the Waste Isolation Pilot Plant site, USA).

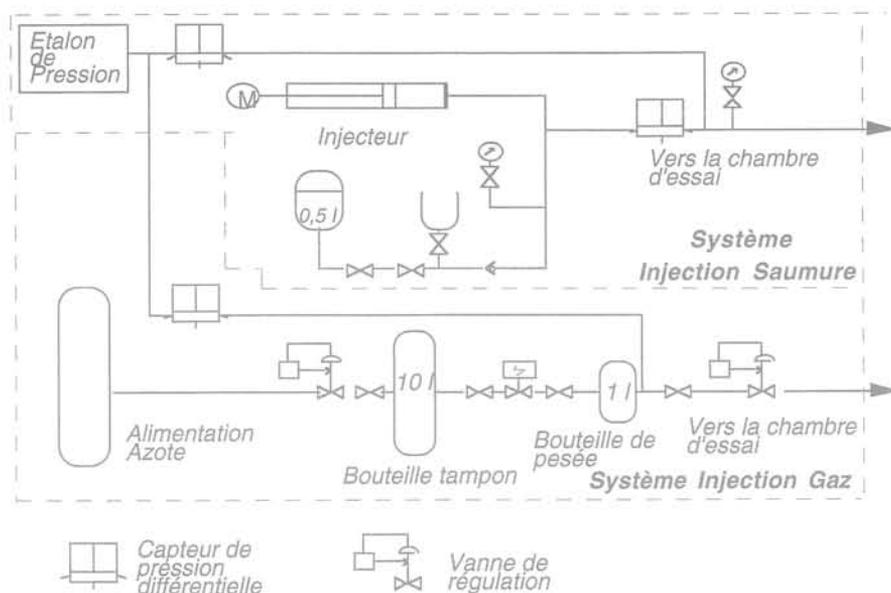


FIG. 2 Systèmes d'injection de fluide (gaz et saumure).
Fluid injection systems (gas and brine).

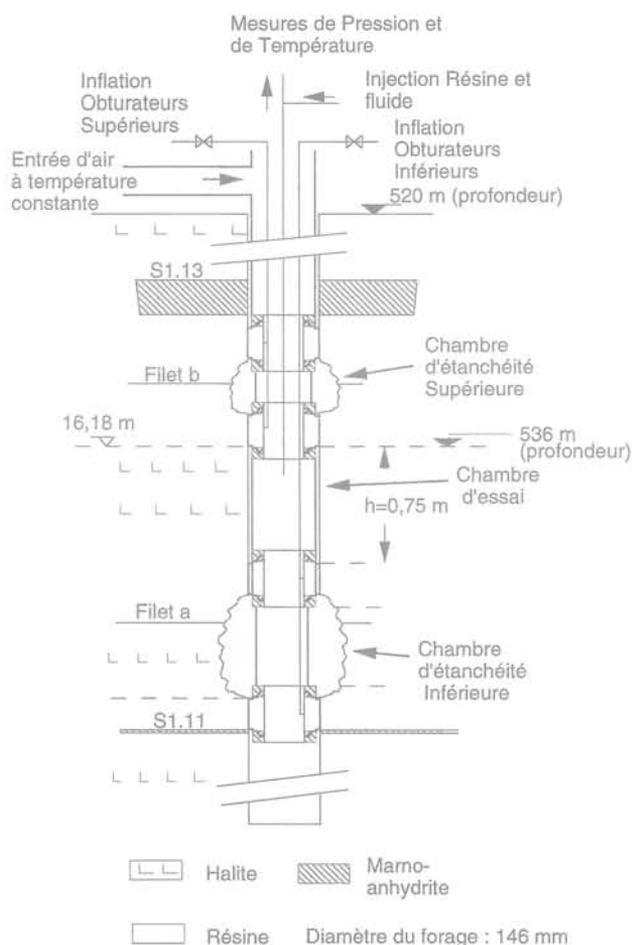


FIG. 3 Équipement du forage d'essai.
Borehole equipment.

mieux ces phénomènes qualifiés de « parasites », nous avons formulé les recommandations suivantes : (a) essais à pression constante ; (b) thermorégulation du dispositif expérimental à la température du massif (27 °C). Dans ce but, le dispositif d'injection (Fig. 2) et l'équipement du puits (Fig. 3) ont été conçus spécifiquement au laboratoire et testés *in situ*.

Le banc S1, le plus riche en halite de la série salifère supérieure du bassin diapirique de Mulhouse, aujourd'hui exploité dans la mine Amélie a été choisi pour l'essai. Un puits vertical a été foré depuis une niche expérimentale, elle-même creusée pour l'essai, afin d'atteindre une zone sans filet d'insolubles dans le banc S1 (Fig. 3).

L'expérience *in situ* s'est déroulée en trois étapes. D'abord, un premier essai au gaz (azote) a été réalisé afin de vérifier l'étanchéité du dispositif expérimental et de mesurer la perméabilité initiale du massif au gaz. Dans cette expérience, la chambre d'essai dans le forage était soumise de manière instantanée à une pression de fluide P_g qui diminuait de par la fuite dans la formation. Lorsque la pression atteignait une valeur limite basse $P_g - \Delta P$ (avec ΔP négligeable devant P_g), une quantité connue de gaz était alors injectée dans la chambre. Ainsi, la pression de gaz dans la chambre durant l'essai, pouvait être considérée constante et égale à la valeur P_g à un petit écart ΔP près.

Après une injection de gaz à une pression de 2 MPa durant 18 jours, deux essais ont été réalisés à une pression de 4 et 6 MPa durant 26 et 16 jours respectivement. Ces essais à multipaliers visaient à vérifier la linéarité de la loi d'écoulement du fluide.

Dans la deuxième étape expérimentale, après un temps de relaxation de la pression interstitielle d'une semaine, une pression croissante de saumure a été appliquée dans la chambre par paliers de pression successifs de 2, 4 et 6 MPa durant respectivement 27, 19 et 34 jours, afin de « saturer » en saumure le massif environnant (Fig. 4). Pour chacun des paliers, la pression est maintenue constante par injection *continue* de saumure.

Enfin, lors de la dernière étape, après infiltration de la saumure dans le massif, la chambre d'essai a été soumise de nouveau à une pression de gaz de 6 MPa durant 15 jours. Le débit de gaz mesuré a été comparé à celui obtenu lors de la première étape, afin d'apprécier un éventuel effet de la pression capillaire.

3

Résultats et interprétation

3.1

Essais à la saumure

3.1.1

Validité de la loi de Darcy

L'évolution dans le temps du volume de saumure injecté, donnée sur la figure 4, fait apparaître avant tout que le volume du fluide percolant dans le massif est très faible ; sa valeur n'excède guère 25 cm³ au bout d'environ 3 mois d'injection d'une saumure sous pression variant de 2 à 6 MPa. Cela témoigne en soi de la faible perméabilité du sel et révèle la difficulté d'étudier l'écoulement observé avec des lois classiques. Nous sommes cependant tentés de vérifier la validité de la loi de Darcy. Dans ce but, les mesures furent interprétées en utilisant un modèle numérique basé sur les hypothèses suivantes : le sel est saturé en saumure ; l'écoulement est radial. La première hypothèse est en particulier justifiée pour le deuxième palier de 4 MPa (le débit du premier palier de saumure de 2 MPa étant perturbé par les injections de gaz antérieures). La deuxième hypothèse est vérifiée en comparant la distance de pénétration de la saumure estimée à 15 cm et la hauteur de la chambre (75 cm). L'historique des pressions appliquées de gaz a été pris en compte.

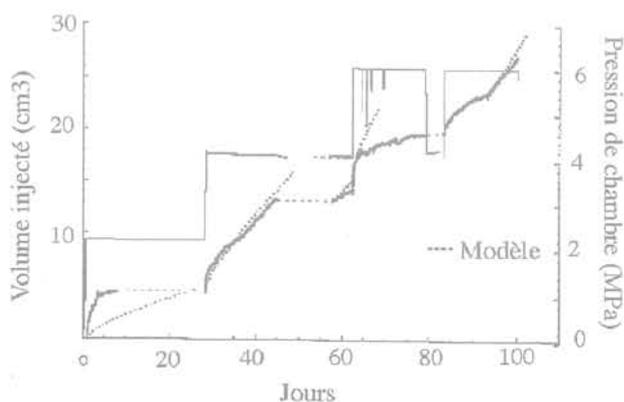


FIG. 4 Comparaison entre les données expérimentales et le modèle tenant compte du régime transitoire pour les valeurs de perméabilité de $2 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$ et de pression de pores initiale de 1 MPa.

Comparison between experimental data and model. Transient state is taken into account with the values of permeability and pore pressure equal to $2 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$ and 1 MPa respectively.

La figure 4 montre que le meilleur ajustement entre données expérimentales et modèle est obtenu pour une perméabilité intrinsèque de $2 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$ et une pression de pores de 1 MPa.

Notons que la valeur de la perméabilité intrinsèque de $2 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$ est du même ordre de grandeur que celle d'un sel non endommagé mesurée sur le site du Waste Isolation Pilot Plant (Beauheim et Saulnier, 1989; Stormont *et al.*, 1991). La surface libre de la nappe phréatique en Alsace étant située à une dizaine de mètres de profondeur, la valeur de la pression de pores initiale de 1 MPa est donc plus faible que la pression hydrostatique probable de 6 MPa à la profondeur de la chambre d'essai (536 m). Ce constat est également partagé sur le site du WIPP. On se demande donc dans quelle mesure, la valeur faible de 1 MPa, traduit-elle un phénomène de drainage provoqué par l'infrastructure minière. Des mesures complémentaires de perméabilité à plusieurs distances de la paroi de la galerie apporteraient certainement des éléments de réponse à cette question.

Dans la modélisation de l'essai *in situ*, nous allons négliger le fluage de la paroi. Cette hypothèse semble justifiée par les mesures de convergence de forages verticaux réalisées précédemment dans le cadre d'un autre essai *in situ*, appelé CPPS (Champ Proche de Puits de Stockage). Celles-ci furent effectuées sur un site situé à proximité de celui de l'essai de perméabilité dans le même banc de sel et à la même profondeur.

En outre, les résultats de la modélisation suggèrent que des effets non linéaires affectant la perméabilité auraient un rôle mineur ou alors se compenseraient :

- l'endommagement dû au chargement déviatorique lors du forage (Stormont *et al.* 1991);
- la variation de la contrainte effective (Guéguen et Palciauskas, 1992);
- le changement de concentration en sel à saturation de la saumure consécutif aux variations de pression, induisant des phénomènes de dissolution-cristallisation (Cosenza et Ghoreychi, 1993);
- le phénomène de « cicatrisation » sous contrainte (Peach, 1991).

Dans la suite, nous proposons d'examiner à la lumière de l'état actuel des connaissances, l'influence de ces non linéarités sur les résultats de l'essai.

3.1.2

Effets des non linéarités

a) L'endommagement dû au chargement déviatorique résultant du forage

Le risque d'un endommagement est examiné en se plaçant en condition isotherme et en symétrie cylindrique pour le forage. Deux situations extrêmes sont considérées :

a) le sel est supposé poro-élastique ; ce cas permet de maximiser le risque d'endommagement puisque l'écoulement viscoplastique du sel entraîne une relaxation des contraintes déviatoriques au voisinage de la paroi du forage ;

b) le comportement du sel est poro-viscoplastique à l'état stationnaire (la vitesse de relaxation des contraintes est nulle). S'il existe un état asymptotique de contrainte (hypothèse vraisemblable, cf. Nguyen-Minh et Pouya, 1992), en régime thermique et hydrau-

TABLEAU I

Expressions de la contrainte moyenne et de la contrainte déviatorique, pour deux états : poro-élasticité et poro-viscoplasticité pour différents paliers de pression (P_1).

Relationships between mean stress and deviatoric stress for two types of behavior : poro-elasticity and poro-viscoplasticity for different pressure steps (P_1).

	Expressions	$P_1 = 0$ MPa	$P_1 = 2$ MPa	$P_1 = 6$ MPa
Poro-élasticité Contrainte moyenne ($\sigma_m = \frac{1}{3} \text{tr} \sigma$)	$\sigma_m = -\sigma_o - \frac{2}{3} b \frac{1-2\nu_o}{1-\nu_o} (P_1 - P_o)$	-10	-10,0	-10,2
Contrainte déviatorique ($\sigma_d = \sigma_r - \sigma_\theta$)	$\sigma_d = -2(-\sigma_o + P_1) - b \frac{1-2\nu_o}{1-\nu_o} (P_1 - P_o)$	20	15,9	7,7
Poro-viscoplasticité Contrainte moyenne	$\sigma_m = \frac{1}{3} (-2P_1 - \sigma_o) + \frac{2}{3} [\nu_o(1-n) - 1] \left(\frac{-\sigma_o + P_1}{n} \right) - \frac{1-2\nu_o}{3} b (P_1 - P_o)$	-4,2	-5,4	-8,6
Contrainte déviatorique	$\sigma_d = -\frac{2}{n} (-\sigma_o + P_1)$	6,7	5,3	2,7

lique permanents, le déviateur limite et la contrainte moyenne en paroi peuvent être calculés à la suite de Nguyen-Minh et Pouya (1992).

Pour chacun des deux cas ci-dessus, les expressions de la contrainte déviatorique et de la contrainte moyenne ainsi qu'une application numérique effectuée avec les valeurs de pression appliquée à la paroi sont données dans le tableau I.

Dans la pratique, l'utilisation des expressions du tableau I nécessite la connaissance du coefficient de Biot (b). Faute d'expériences spécifiques sur le sel étudié, on prendra pour ce coefficient la valeur vraisemblable de 0,1 proposée par McTigue (1986) pour le sel du WIPP.

Les contraintes calculées dans le tableau I peuvent être comparées aux critères d'endommagement établis sur des échantillons de sel « sec » des MDP (Thorel et

Ghoreychi, 1996) et sur des échantillons de sel du même site, mis en contact avec un fluide (Cosenza; 1996). L'application numérique a été effectuée avec les valeurs suivantes :

la pression de pores initiale $P_o = 1$ MPa;

la contrainte initiale $\sigma_o = 10$ MPa;

l'exposant de la loi de fluage $n = 3$;

le coefficient de Poisson drainé $\nu_o = 0,3$;

le coefficient de Biot $b = 0,1$.

On constate sur la figure 5 que l'état de contraintes correspondant au palier de pression nulle, calculé en supposant un creusement instantané du forage et un comportement poro-élastique du massif se situe au-dessus du critère d'endommagement « sec ». Par ailleurs, les états de contraintes associés aux valeurs de 2 et 6 MPa, se trouvent placés presque sur le critère d'endommagement du sel en contact direct avec le fluide. Compte tenu de la dispersion des résultats de laboratoire et de l'incertitude sur l'état de contraintes initial dans le massif (contraintes naturelles et perturbées par la mine), on ne peut néanmoins en conclure avec certitude à l'endommagement de la paroi du forage. Mais, on peut affirmer que cet endommagement, s'il a lieu, est certainement faible et doit être localisé à la paroi de la chambre puisqu'en élasticité, les contraintes radiales et orthoradiales en coordonnées cylindriques évoluent en $1/r^2$. Afin d'estimer plus précisément l'extension de la zone endommagée par le forage, on considère un creusement instantané de celui-ci dans deux cas extrêmes :

a) sans fluide (pression nulle en paroi). Le calcul fera donc intervenir le critère d'endommagement du sel « sec »;

b) avec un fluide sous pression (dont la valeur serait celle du premier palier). Le calcul fait donc appel au critère d'endommagement du sel « humide ».

En l'absence de fluide dans le forage, un calcul numérique réalisé à partir d'un modèle de comportement élastoplastique montre que la zone endommagée ne dépasse guère 1,5 fois le rayon du puits (Tho-

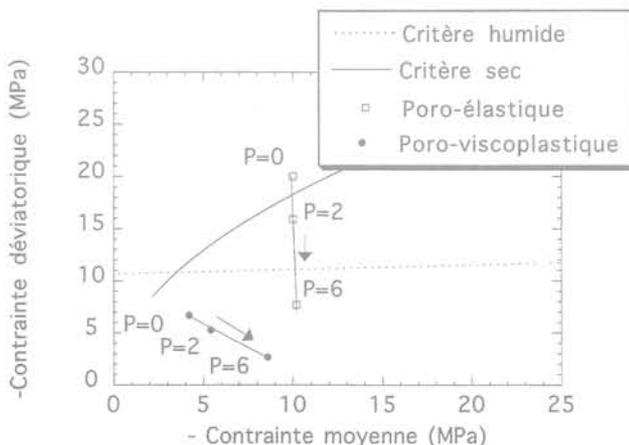


FIG. 5 Position des états de contrainte imposés à la paroi du forage par rapport aux critères d'endommagement du sel. Position of Stress States on the Borehole Wall with respect to the Salt Damage Criteria.

rel et Ghoreychi, 1996). Compte tenu du rayon de la chambre (7,3 cm), la zone endommagée calculée s'étend sur 4 cm au maximum. La valeur de ce rayon doit être comparée à la distance de pénétration estimée à 15 cm (pour les essais en saumure). Le facteur 3,75 entre ces deux grandeurs suggère que l'endommagement, même s'il existe, n'est pas de nature à expliquer à lui seul l'existence de la perméabilité mesurée.

En présence d'un fluide (pression de fluide non nulle en paroi), l'extension de cette zone endommagée peut être facilement estimée à l'aide des deux hypothèses :

(i) le seuil d'endommagement étant faible et dépendant peu de la contrainte moyenne, on suppose qu'il obéit à un critère de Tresca :

$$F = \text{Sup}_{i,j} |\sigma_i - \sigma_j| - 2C$$

σ_i et σ_j : contraintes principales extrema ; C : cohésion prise égale à 5 MPa (voir Fig. 5).

(ii) l'extension de la zone endommagée étant faible (vérifiable *a posteriori*), les pertes de charge dans cette zone sont négligées.

Formellement, un calcul de rayon plastique conduit à l'expression suivante pour le rayon de la zone endommagée R :

$$\ln \frac{R}{r_o} = -\frac{1}{2C} \left[C - \sigma_o + P_1 - b \left(\frac{1-2\nu_o}{1-\nu_o} \right) \left(\frac{P_1 - P_o}{2} \right) \right]$$

r_o : rayon du forage ; P_o : pression interstitielle initiale ; P_1 : pression en paroi ; b : coefficient de Biot ; ν_o : coefficient de Poisson drainé.

Cette expression fait apparaître que plus la pression appliquée en paroi est élevée, moins la zone endommagée est étendue : la pression en paroi joue donc un rôle de soutènement. Avec les valeurs notées dans le tableau I, une application numérique donne un rapport R/r_o de 1,3 pour une pression de fluide en paroi de 2 MPa (valeur correspondante au premier palier). Compte tenu du rayon de la chambre (7,3 cm), la zone endommagée calculée s'étend sur 2 cm. Là encore, cette valeur doit être comparée à la distance de pénétration (15 cm). Le facteur 7,5 entre ces deux grandeurs souligne une nouvelle fois, le rôle limité de l'endommagement.

Vu les distances estimées par ces calculs (plusieurs centimètres), la zone endommagée ne doit concerner que quelques grains qui auront probablement vu leurs joints se dilater, voire se rompre. Le réseau hydraulique correspondant à cette zone serait alors associé à une perméabilité très importante devant celle du milieu sain loin du forage, de sorte que cette perméabilité n'interviendrait que durant les premiers instants de la partie transitoire de la courbe de débit. Par ailleurs, les masses injectées de saumure, mesurées durant les périodes où la thermorégulation a bien fonctionné et pendant le régime permanent, ne montrent aucune évolution significative de la perméabilité avec la distance à la paroi du forage.

b) Effet de la contrainte moyenne effective

L'effet de la contrainte moyenne effective peut être cerné aisément en considérant le sel comme un milieu élasto-poreux et en modélisant le forage en coordonnées cylindriques. La contrainte moyenne effective en paroi du forage s'exprime de la manière suivante par :

$$\frac{1}{3} \text{Tr} \underline{\underline{\sigma}}^{\text{eff}} = \sigma_o + \underbrace{\frac{1+2\nu_o}{3} b P_1 + \frac{2}{3} \frac{1-2\nu_o}{1-\nu_o} b P_o}_{\text{Contribution du couplage hydro-mécanique}}$$

– σ_o : contrainte lithostatique ; ν_o : coefficient de Poisson drainé ; P_o : pression de pores initiale ; P_1 : pression de saumure à la paroi ; b : coefficient de Biot.

D'après cette expression, les termes intervenant dans le couplage hydro-mécanique sont proportionnels au coefficient de Biot b. Or, nous savons que ce coefficient est faible pour le sel (sa valeur est voisine de 0,1 selon McTigue, 1986). Par conséquent, on peut admettre que la contribution des termes couplés est effectivement faible.

c) Effet des phénomènes chimiques

Les effets chimiques considérés ici sont les changements de concentration en sel à saturation, et le phénomène de cicatrisation sous contrainte (Sutherland et Cave, 1980 ; Le Guen, 1991 ; Peach, 1991).

Concernant le deuxième phénomène, rappelons que Peach (1991) a pu mettre en évidence une diminution d'un ordre de grandeur de la perméabilité d'échantillons de sel préalablement mouillés à la saumure et soumis à un chargement hydrostatique durant deux semaines.

Les deux échantillons de sel de la mine de Asse étudiés par Peach avaient des perméabilités initiales de $3,3 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ et $4,6 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$. Ces faibles valeurs de perméabilité se trouvent néanmoins 3 à 4 ordres de grandeur au-dessus de la valeur vraisemblable de la perméabilité *in situ* mesurée sur le site des MDPa. De plus, les échantillons de Peach ont été soumis au laboratoire à une déformation axiale provoquant une dilatance d'environ 1,5 %. Compte tenu de la grande pureté du sel de Asse (teneur en halite supérieure à 98 %), la perméabilité mise en jeu dans les essais de Peach est donc clairement associée à une microfissuration des échantillons : les discontinuités éventuellement cicatrisées ultérieurement sont bien les microfissures provoquées par suite d'une décompression de la roche et d'un chargement mécanique. La durée de ses essais étant trop courte, il n'a pas été possible de mettre en évidence une éventuelle restauration de la perméabilité d'un sel sain. Par conséquent, malgré la tendance observée, il n'y a aucune preuve expérimentale convaincante que le processus de cicatrisation sous contrainte soit susceptible d'annuler complètement la perméabilité d'un sel endommagé.

A notre avis, les essais *in situ* en saumure réalisés aux MDPa mettent en jeu une perméabilité qui est de nature différente de celle des essais de Peach (microfissuration intense des carottes) : une durée totale de 80 jours n'a pas été suffisante pour observer une chute du débit mettant en évidence une baisse significative de la perméabilité. Il apparaît donc que cet effet de cicatrisation, s'il existe pour un matériau salifère, doit avoir une constante de temps très largement supérieure à celle de l'expérimentation *in situ* réalisée.

Quant aux conséquences induites par les changements de concentration en sel à saturation, il semble que ceux-ci ne soient pas non plus susceptibles de modifier l'ordre de grandeur de la perméabilité. Ce phénomène a été discuté à travers un modèle simple de perméabilité conforme aux observations (Cosenza, 1996).

Essais au gaz

3.2.1

Résultats des essais

L'évolution dans le temps de la masse d'azote injectée durant la première phase de l'essai, donnée sur la figure 6, fait ressortir deux résultats :

- aucune décroissance progressive du débit traduisant un régime transitoire n'apparaît sur la courbe ;
- le débit massique moyen au début de l'injection est peu sensible à l'augmentation de la pression appliquée dans la chambre d'essai (4 et 6 MPa). En admettant qu'un régime permanent est atteint à la fin de chaque palier, ce résultat signifierait que la loi de Darcy ne s'applique pas à la percolation de gaz.

Durant la troisième phase de l'essai après injection de saumure, le débit massique moyen de gaz calculé sur une période de 14 jours a été réduit d'un ordre de grandeur. Ce résultat confirme l'effet de la valeur élevée de la pression capillaire due à la dimension nanométrique des pores dans le sel (Carter et Hansen, 1983).

3.2.2

Discussion sur les mécanismes d'écoulement

a) Les limites de l'interprétation

L'interprétation des essais au gaz réalisés pose deux difficultés :

1) Avant l'injection d'azote durant la première phase de l'essai, les conditions initiales ne sont pas connues. La pression de pores initiale et le degré de saturation en saumure initiale dans la formation sont inconnus. Il n'existe pas de preuve expérimentale convaincante de la saturation en saumure de l'espace poral du sel « sain », et on peut s'interroger sur la valeur du degré de saturation initiale en saumure de cet espace. La réalisation du sondage n'aurait-elle pas engendré une zone partiellement désaturée dont l'extension est difficile à déterminer ? Compte tenu de la faible perméabilité du sel et de la faible connectivité de la porosité de ce matériau, il est peu probable que la pression de la

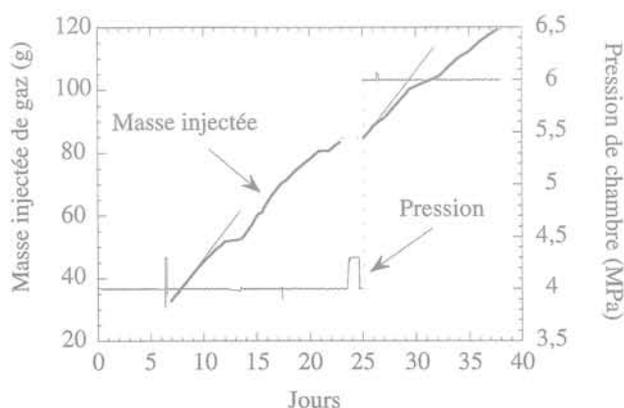


FIG. 6 Masse injectée de gaz au cours de deux paliers de pression, 4 et 6 MPa.
Injected gas mass during two pressure steps, 4 and 6 MPa.

saumure piégée dans les interstices soit égale à la pression hydrostatique. D'autres expériences *in situ* sur d'autres sites ont d'ailleurs confirmé cette hypothèse (Beauheim *et al.*, 1991, Stormont *et al.*, 1991).

2) L'écoulement de gaz dans un sel sain n'obéit pas nécessairement à la loi de Darcy et ce, au moins pour deux raisons. Comme nous l'avons déjà souligné, l'espace poral n'est pas *a priori* saturé en saumure. En outre, la dimension des pores dans une roche salifère pouvant atteindre 10^{-9} m (Carter et Hansen, 1983), soit un ordre de grandeur au-dessus du diamètre typique d'une molécule de gaz, on peut se demander dans quelle mesure l'écoulement du gaz est lié à la structure moléculaire de la matière. En effet, l'écoulement se faisant à travers des canaux dont les dimensions sont tellement petites, le fluide ne peut être considéré comme continu et visqueux comme le suppose la loi de Darcy.

Ainsi, contrairement au processus de diffusion contrôlé microscopiquement par les chocs inter-moléculaires, l'écoulement dans des canaux de dimension nanométrique met en jeu, à l'échelle microscopique, des collisions entre les molécules et la paroi des canaux, pouvant alors donner naissance à des « glissements » sur les parois (Dullien, 1992). Ces collisions molécules-paroi s'accroissent lorsque la pression du gaz diminue (la distance de parcours d'une molécule entre deux chocs étant alors plus grande).

A propos de l'incidence à l'échelle macroscopique de telles collisions, Klingenberg (1941) montre expérimentalement que dans un milieu faiblement poreux, la perméabilité intrinsèque au gaz est significativement supérieure à la perméabilité aux liquides. La perméabilité au gaz k_{gaz} est alors liée empiriquement à la perméabilité au liquide (non réactif) k_{liq} par la relation suivante :

$$k_{gaz} = k_{liq} (1 + b/P_m)$$

P_m : pression moyenne de gaz ; b : constante dite de Klingenberg.

Schlich (1995) suggère la loi de filtration suivante pour un écoulement dit de Knudsen :

$$\frac{Q}{A} = -\frac{\delta}{P} \frac{D_k}{P} \frac{grad P}{r}$$

Q : débit volumique ; A : section de l'échantillon traversée par le fluide ; δ : porosité et D_k : coefficient dit Knudsen donné par la théorie de la cinétique des gaz en supposant une distribution isotrope de tubes capillaires :

$$D_k = \frac{4}{3} \sqrt{2 \frac{RT}{M\pi}} \bar{r}$$

R : constante des gaz parfaits ; M : masse molaire du gaz ; T : température ; \bar{r} : rayon moyen d'un capillaire.

Cette loi de filtration semble avoir permis de reproduire d'une manière satisfaisante les débits de saumure produits par évaporation au cours d'essais de chauffage dans la mine de sel de Asse en Allemagne (Schlich, 1985). Nous pensons, néanmoins, que cette loi reste encore à être vérifiée expérimentalement en laboratoire et *in situ* avant de confirmer sa validité dans le cas d'une perméabilité au gaz (Cosenza et Ghoreychi, 1993).

En outre, on peut remarquer que comparé à un écoulement visqueux, de type Darcy pour un milieu poreux, le débit de volume dépend non seulement du gradient de pression mais aussi de la pression du gaz. Ainsi, contrairement à la loi de Darcy, une augmenta-

TABLEAU II

Calcul des temps caractéristiques des phénomènes relatifs à deux modes de transport en solution : la convection et la diffusion et des masses injectées pour le palier de pression de 6 MPa.

Calculated characteristic times related to two transport processes : advection and diffusion, and calculated injected mass for 6 MPa pressure step.

	Convection	Diffusion
Temps caractéristique τ	$\tau_c = \frac{a}{V} = \frac{\eta a^2 \ln(b/a) \phi}{k(P_1 - P_0)}$ = 1000 ans	$\tau_d = \frac{\phi a^2}{D} = \frac{a^2 \phi}{d_o}$ = 30 jours
Masse injectée pour le palier de 6 MPa	$M = \frac{C_1 k(P_1 - P_0)}{\eta \ln(b/a)} 2\pi h t$ < 1 mg	$M = S_o \int_0^t -D \frac{\partial C}{\partial r} \Big _a dt$ < 1 mg

tion de la pression appliquée ne provoquera aucune augmentation proportionnelle du débit.

Conscient de la complexité des processus physiques régissant l'écoulement d'un gaz dans le sel, la discussion proposée ici ne prétend pas identifier d'une manière univoque les mécanismes d'écoulement mis en jeu. Elle vise à l'aide d'hypothèses simples, à approcher et à « encadrer » au mieux le (ou les) mécanisme(s) possible(s). En effet, l'utilisation de modèles complexes (par exemple, les modèles d'écoulement polyphasiques avec une loi de Darcy dite généralisée) à notre sens, non encore validés pour le sel présenterait peu d'intérêt, compte tenu de l'incertitude pesant sur un grand nombre de paramètres hydrauliques mis en jeu. Les données des essais réalisés au gaz seront donc analysées en considérant exclusivement un aspect important dans le contexte étudié : la nature miscible ou non des écoulements mis en jeu.

b) Déplacement miscible de gaz dissous dans la phase liquide

Nous proposons d'examiner la possibilité d'un déplacement de gaz dissous en solution. Ce mode de transport se caractérise par l'absence d'interfaces entre les phases fluides.

Ainsi, dans le cas du système gaz/saumure, le gaz se dissout d'abord dans la saumure. Puis, celui-ci est transporté en solution par différents processus tels que la convection (due au mouvement de la phase liquide), la diffusion moléculaire (provoquée par l'agitation moléculaire) et la dispersion cinématique (phénomène associé à l'hétérogénéité des vitesses microscopiques) (Marsily, 1986). On négligera l'adsorption des éléments en solution sur la phase solide, faute de connaissance de ce phénomène dans le contexte de l'essai dans le sel.

• Dissolution du gaz dans la phase liquide

La quantité de gaz dissous dans la saumure peut être estimée à l'aide de la loi de Henry (1803) : « Lorsqu'un gaz, à une température et sous pression données, est en équilibre avec un liquide dans lequel il est soluble (sans réaction chimique mutuelle), la masse de gaz dissoute dans un volume donné de liquide est proportionnelle à la pression » (Lévy, 1988).

Pour un gaz parfait et pour une solution idéale, cette loi s'écrit sous la forme suivante :

$$P = K X \frac{Ml}{Mg}$$

P : pression du gaz ; K : constante de Henry à une température donnée ; X : fraction massique de gaz dans le liquide ; Ml, Mg : masses moléculaires du liquide et du gaz respectivement.

Il ressort de cette loi que la masse dissoute de gaz (azote) est très faible : à 15 °C et à la pression atmosphérique, seulement 21 milligrammes peuvent se dissoudre dans un litre d'eau. Par ailleurs, aux pressions de 4 et 6 MPa, les quantités de 0,84 et de 1,26 g sont dissoutes dans un litre d'eau. Ces estimations basées sur la constante de Henry pour l'eau doivent être considérées comme des ordres de grandeur vraisemblables dans le cas de la saumure dont la valeur de la constante de Henry ne nous est pas connue.

• Transport en solution du gaz dissous

Lorsque le gaz dissous se trouve en phase liquide, il peut migrer de deux manières dans le réseau poreux : par convection et par diffusion. On néglige d'emblée la dispersion cinématique vu la faible perméabilité du sel.

Par conséquent, l'équation de conservation de masse de gaz dissous en solution dans le milieu poreux s'écrit :

$$\underbrace{\text{div}(D \text{grad} C)}_{\text{Diffusion}} - \underbrace{C \underline{V}}_{\text{Convection}} = \frac{\partial(\phi C)}{\partial t}$$

C : concentration en gaz dissous (g/l) ; \underline{D} : tenseur de diffusion (m^2/s) ; \underline{V} : vitesse de Darcy, (m/s) ; ϕ : porosité.

La fuite de gaz dissous dans la formation est un processus en série (dissolution puis transport) : elle est donc contrôlée par le processus le plus lent. Selon les résultats des expériences de Volckaert *et al.* (1995), quelques heures seulement suffisent pour dissoudre de l'hydrogène dans un matériau poreux. Par conséquent, le temps caractéristique de dissolution est probablement plus petit que les constantes de temps de la convection et de la diffusion. En considérant un écoulement radial, ces constantes de temps et la masse de gaz dissoute injectée durant un palier peuvent être estimées pour chacun des modes de transport. A titre d'illustration, une application numérique pour le palier de pression de 6 MPa, d'une durée de 16 jours est proposée dans le tableau II. Les données utilisées pour ce calcul sont les suivantes :

pression en paroi $P_1 = 6$ MPa,

perméabilité intrinsèque $k = 2 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$

coefficient de diffusion moléculaire de l'azote $d_o = 1,65 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$ (Jost, 1960)

concentration en gaz de la solution en paroi $C_1 = 1,26 \text{ g/l}$ (en paroi du forage $r = a$)

rayon extérieur suffisamment loin du forage $b = 100a$;
hauteur du découvert $h = 0,75 \text{ m}$.

Un palier de pression de 6 MPa donne des valeurs de la masse injectée théorique M inférieures à 1 mg sur une durée 16 jours, correspondant à la durée du palier. Or, plusieurs dizaines de grammes ayant été injectées durant l'essai (Fig. 6), on en conclut que le phénomène de déplacement miscible de gaz dissous est pratiquement négligeable.

Seule une petite quantité de gaz se dissout et diffuse dans la saumure. Aussi, est-il légitime de considérer la migration de gaz mise en jeu au cours de l'expé-

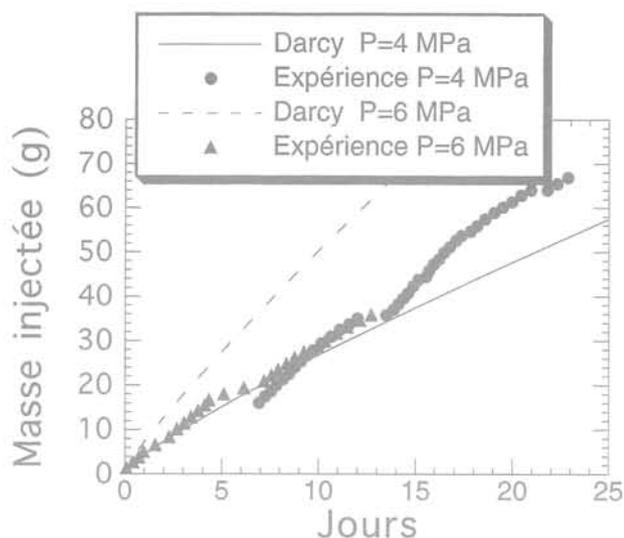


FIG. 7 Masse injectée calculée pour les deux paliers gaz de 4 et 6 MPa en considérant la loi de Darcy.
Calculated injected mass for 4 and 6 MPa pressure steps considering a Darcy's law.

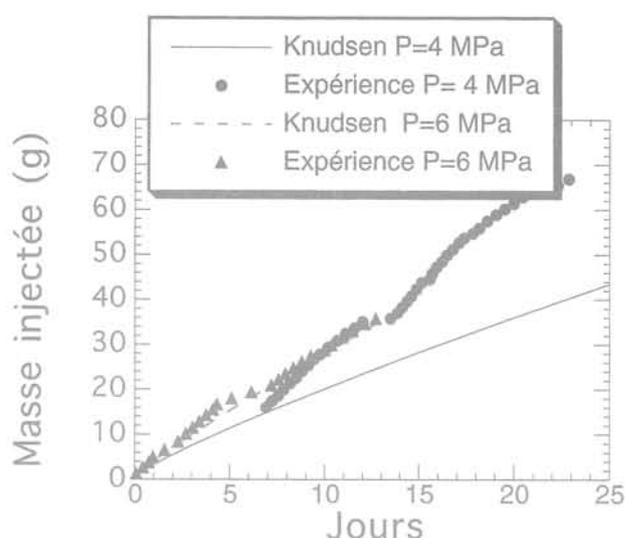


FIG. 8 Masse injectée calculée pour les deux paliers gaz de 4 et 6 MPa en considérant un écoulement Knudsen.
Calculated injected mass for 4 and 6 MPa pressure steps considering a Knudsen's flow.

rimentation comme un écoulement polyphasique de fluides immiscibles.

c) Écoulement de fluides immiscibles. Rôle de la pression capillaire initiale

Supposons qu'il existe plusieurs phases fluides (non miscibles) séparées par des interfaces. Dans un milieu poreux constitué de pores nanométriques tel que le sel, ces interfaces sont soumises à des forces de capillarité qui sont à l'origine d'une différence de pression, appelée la pression capillaire. Sa valeur peut être estimée dans un intervalle allant d'une fraction de MPa à plusieurs centaines de MPa (Cosenza et Ghoreychi, 1993). Son influence est certaine comme l'attestent les données de l'essai au gaz après percolation de saumure.

Néanmoins, on peut s'interroger sur le rôle, voire l'existence, d'un effet de la capillarité dans l'état initial du massif avant toute injection de saumure. Autrement dit, quel est le degré initial de saturation en saumure du massif? Deux modèles simples basés sur des hypothèses contradictoires peuvent contribuer à apporter des éléments de réponse:

- (i) le milieu poreux saturé de gaz;
- (ii) le déplacement d'une frontière mobile séparant deux milieux poreux saturés.

(i) Milieu poreux saturé par le gaz

Le milieu est supposé saturé en gaz (ne pouvant réagir chimiquement avec le gaz injecté c'est-à-dire l'azote). Par conséquent, la phase gazeuse est supposée continue: il n'y a donc pas de pression capillaire. Dans cette phase gazeuse, deux types d'écoulement sont considérés: un écoulement obéissant à la loi de Darcy et un écoulement de type Knudsen.

On admet, en plus, une migration de gaz essentiellement radiale et isotherme, modélisée en géométrie cylindrique. L'historique des pressions appliquées est également pris en compte. Les résultats du modèle, en considérant les deux lois d'écoulement suggérées, et les données expérimentales sont proposés sur les figures 7 et 8. Les ordres de grandeur sont retrouvés, mais les modèles utilisés ne permettent pas de reproduire exactement les valeurs expérimentales.

Sur la figure 7, la valeur de la perméabilité intrinsèque donnant la meilleure concordance entre données expérimentales et modèle est de $3 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$. Sur la figure 8, la valeur du coefficient Knudsen choisie est de $3,7 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$, c'est-à-dire un ordre de grandeur comparable à la valeur donnée par Jockwer et Rothfuchs (1995) pour le sel de Asse.

Notons sur la figure 7, que la courbe d'injection calculée pour le deuxième palier de pression de 6 MPa donne des valeurs systématiquement plus élevées que celles mesurées. Cela laisse à penser qu'au cours de la migration, la force motrice de l'écoulement a progressivement diminué: la perméabilité a-t-elle aussi diminué? ou alors la pression capillaire a-t-elle augmenté? l'écoulement a-t-il changé de mécanisme? cette dernière explication nous paraît plus convaincante. En effet, on constate sur la figure 8, que l'ajustement entre le modèle basé sur la loi de Knudsen et les données *in situ* est davantage satisfaisant. Il faudrait se garder d'en dégager une conclusion rapide, étant donné l'incertitude qui pèse sur les valeurs de paramètres et des modèles mis en jeu (la loi de filtration de Knudsen proposée par Schlich n'ayant pas été validée en laboratoire).

(ii) Déplacement d'une frontière mobile séparant deux milieux poreux saturés

Dans le deuxième modèle, le massif est considéré être initialement saturé en saumure à une pression de pores donnée. La migration de gaz est modélisée par le déplacement d'une frontière mobile séparant deux milieux poreux saturés: la saumure et le gaz. Les hypothèses suivantes sont adoptées:

- a) dans la phase gazeuse, le gaz est à une pression constante, égale à la valeur de la pression de palier P_g . On néglige ainsi les pertes de charges provoquées par la viscosité du fluide devant celles existant dans la phase liquide. Cette approximation reste valable dès lors que la distance de pénétration du front de gaz reste faible, de l'ordre du mètre d'après les quantités injectées, et compte tenu de la faible porosité du sel;
- b) dans la phase liquide (en saumure), un écoulement transitoire obéissant à la loi de Darcy est considéré.

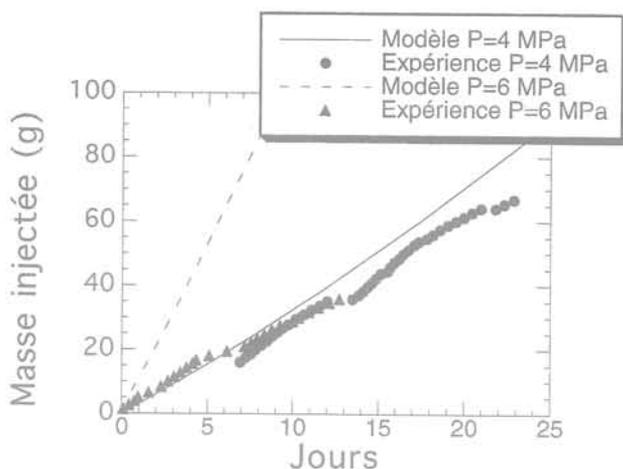


FIG. 9 Masse injectée calculée pour les deux paliers gaz de 4 et 6 MPa en considérant un modèle basé sur le déplacement d'un front de saturation.
Calculated injected mass for 4 and 6 MPa pressure steps considering a mobile boundary gas/brine.

Cette hypothèse est justifiée par l'interprétation des essais en saumure;

c) l'interface entre les deux phases se déplace à une vitesse donnée par l'expression suivante :

$$\frac{\partial R(t)}{\partial t} = -\frac{k}{\eta\phi} \frac{\text{grad}(Pg - Pc)}{R(t)} \underline{n}$$

R : distance du front au centre du forage ; k : perméabilité intrinsèque ; η : viscosité dynamique ; ϕ : porosité ; Pg : pression dans la zone en gaz ; \underline{n} indique la direction de l'écoulement ici considéré comme radial ; Pc : pression capillaire.

Là encore, comme le montre la figure 9, le modèle utilisé ne reproduit pas bien les données expérimentales. On obtient un ordre de grandeur comparable entre expérience et modèle pour une perméabilité de $2 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$, soit une perméabilité cent fois plus grande que la valeur calculée pour les essais en saumure ($2 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$). En utilisant une valeur de perméabilité de 10^{-21} m^2 , les masses injectées calculées seraient donc cent fois plus faibles que les valeurs mesurées.

On pourra noter que, d'après l'équation ci-dessus de la vitesse du front, l'existence d'une pression capillaire sensiblement égale à la pression de palier va réduire considérablement le gradient de pression et donc le moteur de l'écoulement. Pour une valeur de perméabilité attendue de 10^{-21} m^2 qui donnerait des masses injectées calculées cent fois trop sous-estimées, l'effet de la pression capillaire obtenu pour ce modèle ne contribue donc pas à améliorer la comparaison entre modèle et expérience. Les résultats du modèle du déplacement du front de saturation suggèrent que la pression capillaire, si elle est présente initialement au sein du massif salifère, se caractérise certainement par une distribution non uniforme dans les microvides.

d) Récapitulation des essais du gaz

Le déplacement miscible de gaz dissous dans la phase liquide n'est pas le phénomène prédominant dans les mesures de masse injectée de gaz.

L'application de modèles simples d'écoulement de fluides immiscibles, négligeant volontairement la pression capillaire ne permet pas de reproduire les mesures réalisées *in situ*. L'écoulement de gaz observé n'obéit donc pas à une simple loi de Darcy supposant le milieu comme saturé en fluide percolant. Il semble que la pression capillaire et l'effet Knudsen aient tous les deux un rôle essentiel dont l'importance relative est très difficile à estimer. En effet, ces deux effets jouent en sens inverse : la pression capillaire a tendance à diminuer la force motrice de l'écoulement alors que les glissements en paroi contribuent à augmenter la valeur de la perméabilité mesurée.

4

Conclusion

L'essai de perméabilité réalisé aux MDPA n'est pas la première tentative de mesure *in situ* de perméabilité dans le sel, mais constitue, à plusieurs égards, une expérience originale visant à mesurer dans des conditions maîtrisées et aussi précises que possibles, l'infiltration de la saumure et du gaz dans un banc de sel relativement pur et assez loin des ouvrages souterrains.

La méthodologie développée a permis de contrôler voire de minimiser les effets se superposant à la perméabilité liés à la température et au comportement viscoplastique du sel (fluage de la paroi). Les données obtenues de l'essai *in situ* permettent alors d'affirmer qu'un banc de sel pur, situé assez loin d'ouvrages souterrains est perméable aussi bien au gaz qu'à la saumure.

Concernant les mécanismes d'écoulement, la percolation de saumure est relativement bien interprétée par un modèle simple basé sur la loi de Darcy (perméabilité intrinsèque de $2 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$ et pression de pores initiale de 1 MPa), ce qui n'est pas le cas des débits de gaz mesurés. L'influence de la pression capillaire mise en évidence expérimentalement et des mécanismes complexes d'origine microscopique (« glissements » en paroi du réseau poreux) doit être prise en compte dans la modélisation. La méconnaissance des conditions initiales (degré de saturation, pression de pores initiale, pression capillaire) et des conditions aux limites loin du forage ne nous autorise pas de proposer de manière univoque un seul mécanisme d'écoulement de gaz dans le sel.

L'origine de la perméabilité du sel n'est pas clairement identifiée : endommagement d'origine minière (et ceci malgré la distance importante au mur de la galerie), endommagement d'origine tectonique, rôle des impuretés (malgré leur teneur extrêmement faible). Quoi qu'il en soit, la perméabilité du sel gemme au voisinage d'une structure souterraine confirmée par les essais réalisés est un phénomène qui revêt une importance majeure pour la sûreté du stockage. Il doit être considéré dans toute analyse de sûreté à long terme de stockages de déchets toxiques ou radioactifs. Il n'en demeure pas moins qu'à long terme, sur des échelles de temps géologiques, des phénomènes de dissolution/précipitation sous contrainte et le fluage du sel sont susceptibles de cicatrifier la microfissuration induite par les ouvrages et contribuer ainsi à une très faible perméabilité, impossible à mesurer, voire à une imperméabilité du sel gemme.

Bibliographie

- Baar C.A.A. – *Applied Salt-Rock Mechanics* – 1: The *in situ* behaviour of salt rocks. Elsevier Scientific Publishers, Amsterdam, 1977, 294 p.
- Beauheim R., Saulnier G. – *In situ* hydraulic testing of evaporites at Waste Isolation Pilot Plan Site. In: *Int. Geol. Cong. Abst.*, 1989-07-09 Washington DC, 28, 1, 107.
- Bérest P. – Les problèmes soulevés par l'abandon des cavités de dissolution profondes dans le sel gemme. In: *Stockage en souterrain*, Paris, Presses de l'ENPC, 1990, p. 115-130.
- Cosenza Ph., Ghoreychi M. – Coupling between mechanical behavior and transfer phenomena in salt. In: M. Ghoreychi, P. Bérest, R. Hardy JR & M. Langer (Eds.), *The mechanical behavior of salt*, Proc. of the 3rd Conf. Mech. Behavior of Salt, École polytechnique, France, sept. 14-16 1993. Trans. Tech. Publications, Clausthal-Zellerfeld, Allemagne, 1993, p. 285-307.
- Cosenza Ph. – Sur les couplages entre comportement mécanique et processus de transfert de masse dans le sel gemme. Thèse de l'Université Pierre et Marie Curie-Paris VI, 1996.
- Dullien F.A.L. – *Porous media, Fluid Transport and Pore Structure*. Academic Press Inc, 1992, 2^e ed.
- Ghoreychi M. – Conséquences du comportement thermomécanique du sel pour la conception et la sûreté d'un enfouissement de déchets radioactifs. In *Stockage en souterrain*, Paris, Presses de l'ENPC, 1990, pp. 229-243.
- Guegen Y., Palciauskas V. – *Introduction à la physique des roches*, Paris, Hermann, 1992, 299 p.
- Hofrichter von E. – Zur Frage der Porosität und Permeabilität von Salzgesteinen. *Erdoel-Erdgas Zeitung*, 92, 1976, p. 77-79.
- Jockwer N., Rothfuchs T. – Investigation and modelling of fluid release from rock salt at elevated temperature. In: B. Hajtink Ed. Proc. of workshop testing and modelling of thermal, mechanical and hydrogeological properties of hosts rocks for deep disposal of radioactive wastes 12-13 January, Bruxelles, European Commission, Official Publications of the European Communities, Luxembourg EUR 16219 EN, 1995, p. 245-259.
- Jost C. – *Diffusion in solids, liquids, gases*. Academic Press, 1960, 558 p.
- Klingenberg L.J. – *The permeability of porous media to liquids and gases*. Drill Productions Practice, 2, 1960, p. 200-213.
- 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 nationale des mines de Paris, 1991.
- Levy E. – *Dictionnaire de Physique*, Paris, Presses Universitaire de France, 1988.
- McTigue D.F. – Thermoelastic response of fluid-saturated porous rock. *J. Geophys. Res.*, 91, 1986, p. 9533-9542.
- Marsily de G. – *Hydrogéologie quantitative*. Paris, Masson, 1986, 216 p.
- Nguyen-Minh D., Pouya A. – Une méthode d'étude des excavations souterraines en milieu viscoplastique. Prise en compte d'un état stationnaire des contraintes. *Revue Française de Géotechnique*, 59, 1992, p. 6-14.
- Peach C. – Influence of deformation on the fluid transport properties of salt rocks. Thèse de l'université d'Utrecht, Geologica Ultraiectina, Hollande, n° 77, 1991.
- Schlich M.K. – Simulation of the movement of moisture contained in natural rock salt in a temperature gradient. Ph.D. Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule, Aachen, 1985.
- Stork R., Aschenbach J., Hirsekorn R., Stele N. – Disposal in Salt formations, Performance Assessment of Geological Isolation Systems for Radioactive Waste (PAGIS Project). European Commission, Official Publications of the European Communities, Luxembourg, EUR 1178 EN, 1988.
- Stormont J.C., Howard C.L., Daemen J.J.K. – Changes in rock salt permeability due to nearby excavation. *Rock Mechanics as a Multidisciplinary Science*. Roeggiers (Ed.), Rotterdam, 1991, pp. 899-907.
- Sutherland H.J., Cave S.P. – Argon gas permeability of New Mexico rock salt under hydrostatic compression, *Int. J. Rock. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 17, 1980, p. 281-288.
- Thorel L., Ghoreychi M. – Plasticité et endommagement du sel gemme, *Revue Française de Géotechnique*, n° 77, 1996.
- Volckaert G., Ortiz L. et al. – Modelling and experiments on gas migration in repository host rocks, Final Report. European Commission, Official Publications of the European Communities, Luxembourg, EUR 16235 EN, 1995.

Un nouveau système d'essais triaxiaux à chemins de contrainte contrôlés, piloté par PC

Un nouveau système GDS d'essais triaxiaux à chemins de contrainte contrôlés, piloté par PC, utilise la cellule hydraulique classique de Bishop et Wesley. Le système, qui est conçu pour les laboratoires commerciaux autant qu'universitaires, est une version spéciale du contrôleur GDS pression/volume.

Le système est facile à installer et simple à mettre en œuvre. Ceci en fait un support idéal pour l'enseignement moderne du triaxial dans les instituts et les universités.

Rendez visite à GDS Instruments sur Internet
<http://www.gdsinst.com>

VIENT DE PARAÎTRE AUX ÉDITIONS MASSON

Sédimentologie de I. Cojan et M. Renard

Coll. Enseignement des Sciences de la Terre

Intéresse : Étudiants de licence et maîtrise en géologie, pédologie, géosciences, paléontologie, etc. ; Enseignants-chercheurs dans ces disciplines ; Professionnels (recherche pétrolières, travaux publics).

La gestion active des aquifères de M. Detay

Intéresse : Ingénieurs spécialistes des techniques hydrauliques, hydrogéologues et industriels exploitants.

Sujet : Introduction aux bases hydrogéologiques de la gestion des aquifères, dans ses aspects quantitatifs, qualitatifs, opérationnels et financiers. L'ouvrage présente le procédé le plus répandu de gestion active à long terme : la réalimentation artificielle de nappe.

Mathématiques pour les sciences de la Terre de J. Grolier et J. Riss

Coll. Enseignement des Sciences de la Terre

Sujet : Présentation des notions mathématiques spécifiques aux sciences de la Terre, et indispensables pour entreprendre et réussir des études dans cette discipline.