

Sommaire

REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE
N° 92
3^e trimestre 2000

L'évolution des méthodes de calcul en stabilité de pentes Partie 1 : Méthodes à la rupture	3
R.M. FAURE	
Comportement des sols compactés : apports de la mécanique des sols non saturés	17
P. DELAGE, J.-J. FRY	
Détermination des conditions aux limites pour un calcul de stabilité de talus	31
V. MERRIEN-SOUKATCHOFF, K. OMRACI	
Affaissement en surface lors du creusement d'un souterrain	41
P. BÉREST, M. GHOREYCHI, P. HABIB	
Murs de soutènement ancrés : modélisation de la rupture le long de la surface de glissement profonde	49
L. BELABED	
Technique d'écoute microsismique appliquée au risque d'effondrement dans les mines du bassin ferrifère lorrain	57
G. SENFAUTE, M. ABDUL WAHED, J.-P. PIGUET, J.-P. JOSIEN	

CONSEIL DU COMITÉ DE LECTURE

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

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

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

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

Les manuscrits sont à envoyer en trois exemplaires (dont un original) et une disquette contenant le fichier à l'un des rédacteurs en chef :

Pierre DELAGE	Françoise HOMAND	Jean-Paul TISOT
ENPC-CERMES	École de géologie (ENSG)	École de géologie (ENSG)
6-8, av. Blaise-Pascal	BP 40	BP 40
77455 Marne-la-Vallée CEDEX 2	54500 Vandœuvre-lès-Nancy	54500 Vandœuvre-lès-Nancy

Toute proposition de publication est examinée par le Comité de lecture.

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Rédacteur en chef : Pierre DELAGE (École nationale des ponts et chaussées)

Co-rédacteurs en chef : Françoise HOMAND, Jean-Paul TISOT (École nationale supérieure de géologie de Nancy)

Comité de lecture : Gabriel AUVINET (UNAM, Mexico), Lucien BOURGUET (Hydrogéologue-expert), Bernard CAMBOU (École centrale de Lyon), Roger COJEAN (École nationale supérieure des mines de Paris), Emmanuel DETOURNAY (University of Minnesota, USA), Jean-Louis DURVILLE (LCPC), Dominique FOURMAINTRAUX (Elf), Alain GUILLOUX (Terrasol), Marc PANET (FC International), Aurèle PARRIAUX (École polytechnique fédérale de Lausanne, Suisse), Pierre VEZOLE (SAE), Gérard VOUILLE (École nationale supérieure des mines de Paris)

Revue trimestrielle

Abonnement 2000 (numéros 90 à 93) franco : 710 F

Prix au numéro franco : 198 F (valable également pour les numéros anciens)

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

Sommaires des numéros anciens sur demande.

Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées

28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris - Tél. : 01 44 58 27 40 – presses.ponts@mail.enpc.fr

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

N° d'imprimeur : 51808. Dépôt légal : mars 2001

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.

Presses de l'École nationale des
Ponts et chaussées

(©) 2000

Commission paritaire n° 60855

ISSN 0181 — 0529

L'évolution des méthodes de calcul en stabilité de pentes Partie I : Méthodes à la rupture

R.M. FAURE

Centre d'Étude des Tunnels
25, avenue François-
Mitterrand
69500 Bron, France

Résumé

Cet article présente l'évolution des méthodes de calcul en stabilité de pentes, utiles à l'ingénieur cherchant à quantifier la stabilité d'un talus. On s'intéresse tout particulièrement aux hypothèses des méthodes de calcul, pour que l'usage de ces méthodes corresponde bien au but pour lequel elles ont été développées. Pour les méthodes de calcul à la rupture, on part du coin de Coulomb, et on montre la complexification progressive des méthodes et l'abondance provoquée par l'arrivée des calculateurs. Toutes ces méthodes ne conduisent pas pour autant à des résultats indiscutables. Le savoir-faire de l'utilisateur reste encore le garant du bon emploi de ces méthodes.

Mots-clés: stabilité des pentes, méthodes de calcul, méthode à la rupture, coefficient de sécurité, classification, équilibre, déplacement, fluage.

The evolution of slope stability methods Part 1 : Failure methods

Abstract

This paper shows the evolution of the slope stability methods, useful for engineers in charge of quantifying a slope stability. We point out the hypothesis of the methods in relation with their relevant use. Dealing with failure methods, we start from Coulomb's corner, and show the progressive complexification and the multiplication of the methods, due to the upcoming of computers. However, no method can be considered as being the best, the user's know-how remaining the guarantee of their use.

Key words: slope stability, computational method, failure method, safety factor, classification, equilibrium, displacement, creep.

NDLE: Les discussions sur
cet article sont acceptées
jusqu'au 1^{er} juillet 2001.

Introduction

Depuis Fellenius (1927), de nombreux auteurs ont proposé des méthodes de calcul, plus ou moins sophistiquées et plus ou moins efficaces, en relation avec le développement des techniques, des recherches, des calculateurs électroniques, et de l'analyse numérique. Little *et al.* (1958) et Horn (1960) sont les précurseurs de cette évolution. Cet article, à travers une classification des méthodes, présente l'évolution des différentes méthodes d'analyse numérique qui permettent à l'ingénieur d'aujourd'hui d'évaluer les mouvements ou l'aléa de la rupture de la pente qu'il étudie.

Un mouvement de terrain présente différentes phases, différents mécanismes de rupture, et différents matériaux. Deux aspects de ces différences sont d'ordre géométrique et doivent être connus pour pouvoir être décrits à la machine, à un instant donné : il s'agit de la stratigraphie caractérisant le sous-sol et du régime hydraulique. Le troisième aspect est temporel et traduit une évolution mécanique. L'étude d'un glissement nécessite donc de savoir si le problème est celui d'un instant donné ou si l'évolution est la clé de l'étude. Les données vont dépendre de ce choix et, si le temps est pris en compte, le volume des données et le temps d'acquisition de ces dernières vont être importants.

Les calculs se font maintenant par ordinateur, et les codes de calcul qui traduisent les méthodes nécessitent, pour conduire une analyse, de nombreux paramètres qui sont à évaluer à partir de données toujours insuffisantes. Des hypothèses simplificatrices sont donc nécessaires pour adapter le cas réel à celui du modèle de calcul. Il y a ainsi, tout au long de la démarche, de nombreux choix à faire et ces choix ne peuvent être justifiés qu'en fonction d'une bonne connaissance du code de calcul utilisé.

2

Les différents choix possibles

2.1

Les choix de présentation des résultats

En 1973, le professeur Lambe (Lambe, 1973) rappelait que les résultats obtenus sont le produit de

méthodes de mesure, pour les paramètres, et de méthodes de calcul, et il précisait que les résultats doivent être appréciés en tenant compte de ces deux éléments. On retrouve aujourd'hui cette prudence dans les Eurocodes qui insistent sur la façon de déterminer les valeurs caractéristiques et affectent aussi un coefficient de sécurité (confiance) sur la méthode de calcul. Mais le résultat doit aussi être apprécié en fonction de la façon de gérer le risque ; pour un calcul à la rupture en stabilité de pentes, un coefficient de sécurité d'au moins 1,3 est demandé en génie civil, alors qu'en génie minier on se satisfait de 1,1. Cette notion de coefficient de sécurité est très importante : à travers elle, on cherche à traduire par un seul nombre de quelle façon la pente est stable. Cette simplification n'est pas unique, ce qui ne va pas faciliter le dialogue entre les différentes personnes concernées par la stabilité d'une pente.

Pour évaluer la stabilité d'une pente, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité ; ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, de grandeur par rapport à une grandeur limite ; il peut être aussi, avec des calculs en déplacement, une valeur limite. Ce choix est en général inclus dans le choix de la méthode de calcul. Il va dépendre, en partie, de la demande du projeteur et aussi des possibilités de calcul. Ce choix n'est pas sans conséquences car la comparaison entre ces différentes approches n'est pas toujours aisée et les valeurs limites de référence ne sont pas toujours les mêmes, comme le montre le tableau I.

2.2

Le choix du type de méthode de calcul

Un autre choix important, qui dépend des moyens que l'on peut mettre en œuvre, est celui entre une méthode modélisant toute la masse de sol et une méthode définie localement, le long d'une surface de rupture par exemple. Cependant, avec les possibilités d'analyse d'un grand nombre de courbes de rupture potentielles, les deux approches se rejoignent. Dans le cas d'une méthode intéressant toute la masse, le calcul fournira directement la zone de rupture la plus probable, alors qu'une méthode s'appuyant sur une courbe préalablement définie sera réitérée un grand nombre de fois pour un résultat semblable. Ce choix doit donc être fait en examinant les moyens disponibles, le comportement global de la pente, mais aussi en s'assurant de la possibilité d'obtenir les paramètres

TABLEAU I Différentes définitions d'un coefficient de sécurité.
Different definitions of a safety factor.

	Définition	Formule	Commentaires
1	Rapport de contraintes	$F = \tau_{\max} / \tau$	Méthodes à la rupture
2	Rapport de forces	$F = E_{\text{résist}} / E_{\text{moteur}}$	Direction de déplacement
3	Rapport de moment	$F = Mt_{\text{résist}} / Mt_{\text{moteur}}$	Rotation
4	Paramètres réduits	$p = p/F$	Cf. Eurocodes
5	Probabilité à x %	Distribution de F	Cf. Monte-Carlo
6	Marge de sécurité	Par ex. : H/H_{\max}	Sur une grandeur
7	Nombre flou	Utilisation logique floue	En développement

de calcul correspondants au modèle. Le comportement global de la pente correspond à quatre mécanismes qui se traduisent par des déplacements du sol différemment répartis. (Vaunat *et al.*, 1992) :

- pré-rupture, où le comportement du sol est élasto-visco-plastique et où le massif est un milieu continu, sans zone de discontinuité ; les déformations sont quasi homogènes ;
- rupture, où une partie du massif se déplace par rapport à l'autre ; le modèle de sol est élasto-plastique, voire rigide-plastique ;
- post-rupture, où une partie du sol se déplace sur l'autre, comme un écoulement visqueux et avec une vitesse appréciable ;
- réactivation, quand la partie du sol ayant déjà glissé et s'étant stabilisée, le mouvement reprend sur une surface prédéfinie, suivant un comportement rigide-plastique.

La distinction entre ces quatre mécanismes est fondamentale pour une étude fiable des pentes, et ceci va bien sûr influencer sur le choix d'une méthode de calcul. Elle permet de choisir entre les types de méthodes rappelés ci-après.

2.2.1

Méthodes de calcul à la rupture

Lorsqu'une masse rigide peut se déplacer le long d'une surface de géométrie bien définie, le comportement est contrôlé par la loi de Mohr-Coulomb, qui donne la résistance au cisaillement à la rupture τ_r . En conditions non drainées, cette résistance est la résistance au cisaillement non drainée τ_{ru} . Quand on connaît les pressions interstitielles, la résistance au cisaillement peut s'exprimer en contraintes effectives, selon la relation $\tau_r = c' + \sigma' \tan \phi'$. C'est le cas des massifs rocheux fracturés, pour lesquels la cinématique du mouvement est conditionnée par les discontinuités et leur orientation spatiale ; c'est aussi le cas pour les sols lorsqu'il peut y avoir mouvement le long d'une surface de glissement préexistante. Dans le cas des réactivations, c'est l'angle de frottement résiduel qu'il faut prendre en compte. Pour tous ces cas, les méthodes dites à l'équilibre limite sont très appropriées car on peut écrire facilement les équations qui relient les variables ; mais, sauf pour les cas les plus simples, le nombre de variables est bien supérieur au nombre d'équations.

Pour pouvoir résoudre les équations, il faut alors introduire des hypothèses supplémentaires et simplificatrices de manière à égaliser le nombre d'inconnues et le nombre d'équations.

Dans les sols relativement homogènes ne présentant pas de discontinuités géologiques, la surface sur laquelle il pourrait y avoir rupture n'est pas connue. Elle est alors définie sur la base d'un coefficient de sécurité minimal et d'une rupture cinématiquement possible. Notons que dans de tels cas, le processus conduisant à la rupture est complexe et rend la sélection des paramètres de résistance difficile. Afin de préciser la surface de rupture la plus critique et le coefficient de sécurité qui lui est associé, on utilise généralement des méthodes à l'équilibre limite itérées de nombreuses fois.

Les méthodes à l'équilibre limite ont été adaptées pour répondre aux besoins de la profession et prendre en compte, en particulier, la troisième dimension, des efforts dynamiques qui peuvent être importants en cas de séismes, et des inclusions dans le cas de confortations.

Toutes ces méthodes à l'équilibre limite sont de type bloc rigide sur substratum rigide, sans considérations pour les mouvements internes aux blocs. Dans le cas de glissements actifs, la surface de rupture est connue, le coefficient de sécurité est de 1.0 et l'on peut parler d'analyse à rebours. Mais si le paramètre important est la vitesse de mouvement qui peut être plus ou moins élevée, il devient nécessaire d'adjoindre un modèle visqueux aux méthodes à l'équilibre limite.

2.2.2

Méthodes volumiques ou méthodes sans hypothèse sur la surface de rupture (de type éléments finis)

Avant la rupture, au stade de la pré-rupture, le massif de sol ou de roche est continu et son comportement ne peut être analysé par des méthodes à l'équilibre limite, car on ne peut mettre en évidence une surface de rupture. Les phénomènes à décrire sont nombreux et complexes (élasto-plasticité, fluage, rupture progressive) et intéressent l'ensemble du massif. Il est alors nécessaire de considérer des méthodes volumiques prenant en compte l'ensemble du volume pour analyser les mouvements ainsi que leur évolution dans le temps.

TABEAU II Méthodes de calcul à utiliser.
Choice of a calculus method.

	Pré-rupture	Rupture	Post-rupture	Réactivation
Chute ou écroulement	Éléments finis si massif continu Éléments volumiques si massif faillé	Sans objet	Méthodes énergétiques	Sans objet
Glissement	Éléments finis car ligne de rupture inconnue	Calcul à la rupture sur ligne de rupture supposée	Méthodes énergétiques	Calcul à la rupture sur ligne de rupture connue
Fluage	Éléments finis	Sans objet	Sans objet	Éléments finis
Coulée	Éléments finis	Éléments finis	Éléments finis	Sans objet

Méthodes énergétiques

L'amplitude et la vitesse des mouvements dépendent essentiellement de la redistribution de l'énergie potentielle devenant disponible au moment de la rupture. Pour les grandes vitesses et les grands déplacements, il faut alors considérer des approches énergétiques. Dans le cas où, au sein de la masse en mouvement, la pression interstitielle joue un grand rôle, on utilisera des approches initialement développées pour des problèmes de fluides avec des viscosités évolutives ou des approches basées sur l'observation.

Le tableau II relie les types de mouvements, le type de rupture et les méthodes à utiliser.

Cet article ne traite que des méthodes à la rupture, les méthodes volumiques et énergétiques seront présentées dans un prochain article.

Calculs à la rupture

Méthodes des blocs

Principes du calcul à la rupture

Les méthodes de calcul à la rupture sont des méthodes où l'analyse et le calcul sont locaux, limités sur une ligne ou une surface de rupture, réelle ou potentielle, et s'opposent donc aux méthodes volumiques. Du fait de cette restriction, les hypothèses sont très fortes, mais les paramètres sont moins nombreux et plus faciles à déterminer. Ce sont les méthodes les plus anciennes (on peut y rattacher la méthode du coin de Coulomb, vers 1780) et elles sont basées sur les hypothèses suivantes : le massif en mouvement peut être décomposé en un ensemble de blocs rigides indéformables qui frottent les uns sur les autres. Le comportement de l'interface est presque toujours défini par la loi de Coulomb. Ceci est approprié pour les massifs rocheux et les argiles discontinues, quand on peut prévoir correctement la forme de rupture des blocs en fonction des matériaux ; mais cela est aussi l'hypothèse forte des calculs à l'équilibre limite, qui distinguent une partie potentiellement mobile, séparée d'une partie fixe du massif, par une courbe de rupture définissant une rupture cinématiquement admissible. Dans ce cas :

- le calcul d'équilibre est fait à la rupture ;
- les équations résolvantes sont les équations de la statique ;
- le coefficient de sécurité F est spatialement bien déterminé (on peut considérer par exemple F constant partout).

Cas statiquement définis

• Rupture plane d'un talus

On écrit l'équilibre de la masse potentiellement instable sur un plan incliné d'un angle α (Fig. 1) et l'on obtient la formule suivante :

$$F(\alpha) = (c' L + W \cos \alpha \tan \phi') / W \sin \alpha$$

où W est le poids de la masse en mouvement, α l'angle de la ligne de rupture sur l'horizontale, L la longueur de la rupture et c' et ϕ' les paramètres de la loi de Coulomb du sol en contraintes effectives. $W \sin \alpha$ est la force d'entraînement et $c' L + W \cos \alpha \tan \phi'$ est la force résistante obtenue par la loi de Coulomb appliquée à la réaction normale de la masse en mouvement sur le sol fixe. On retient la ligne de rupture définie par α qui minimise F .

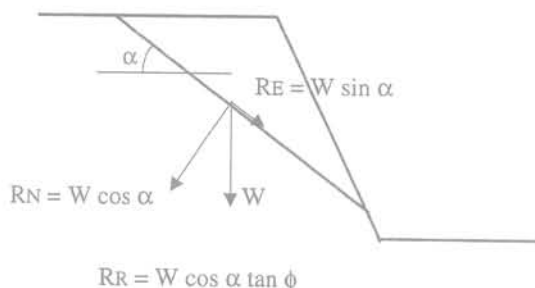


FIG. 1 Schéma de rupture plane.
Schematic sketch of a plane failure.

Cette formule surestime généralement le coefficient de sécurité F . En effet, les simplifications éloignent de la réalité, et on traite un mécanisme plus résistant que le mécanisme réel, qui correspond à un minimum. Une analyse critique du résultat peut conduire à le rejeter, si par exemple cette surface de rupture est incompatible avec la structure géologique du terrain.

Ce principe d'équilibre, illustré par ce cas simple, est à la base de toutes les méthodes de calcul à la rupture. Il est développé avec toutes les hypothèses simplificatrices nécessaires pour modéliser le cas réel et le réduire à une équation que l'on résout. La description des autres méthodes consiste à préciser les hypothèses choisies et le mode de résolution utilisé.

• Rupture plane d'une pente infinie

Le cas de la pente infinie inclinée d'un angle β (Fig. 2) permet de mettre facilement en évidence le rôle de l'eau. Dans le cas d'une pente noyée avec un écoulement parallèle à la pente, on peut calculer le coefficient de sécurité soit par un bilan de forces, soit par sa définition usuelle : $F = \tau_{\max} / \tau$. Les deux approches sont formellement équivalentes.

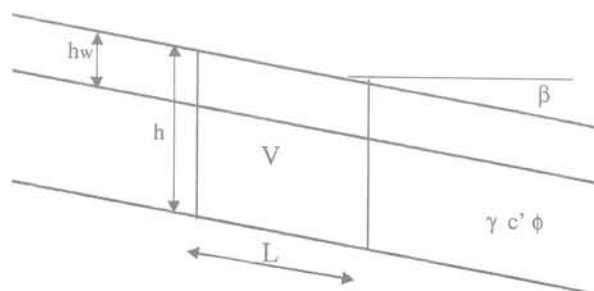


FIG. 2 Schéma de rupture plane infinie.
Schematic sketch of an infinite plane failure.

Pour le bilan des forces s'appliquant à un volume V de sol, on a les quatre forces suivantes :

- force de pesanteur : $V \gamma'$ (γ' étant le poids volumique déjaugé) ;
- force d'entraînement le long de la pente : $V \gamma_w \sin \beta$;
- force d'écoulement : $i V \gamma_w$ (où $i = \sin \beta$ est le gradient hydraulique de l'écoulement parallèle à la pente) ;
- force résistante : $L (c' + (V \gamma' \cos \beta) \tan \phi'/L)/F$.

Ce qui donne en écrivant l'équilibre :

$$F = (c' + h \cos \beta \gamma' \tan \phi') / (\gamma h \cos \beta \sin \beta)$$

Si on utilise la définition $F = \tau_{\max} / \tau$, il faut se rappeler que le dénominateur correspond à la masse totale, alors que le numérateur, correspondant au frottement, est à exprimer en contraintes effectives. Les deux approches conduisent à la même formule. En considérant un écoulement suivant la pente, mais limité par un toit de nappe à une profondeur h_w , on obtient la formule pour $c' = 0$:

$$F = ((\gamma h - \gamma_w (h - h_w)) / \gamma h) * (\tan \phi' / \tan \beta)$$

Il est facile de voir que si la nappe baisse, alors h_w augmente et F croît (voir Fig. 2).

• Cas de deux blocs instables

Dans ce cas, la rupture se fait selon deux plans (Fig. 3). On distingue alors deux blocs dont le plan de contact est paramétré par l'angle δ . En faisant varier δ et en prenant pour inconnue auxiliaire la réaction « interbloc » à travers le plan de contact défini par δ , on peut résoudre avec un coefficient de sécurité F , identique pour toutes les interfaces entre blocs.

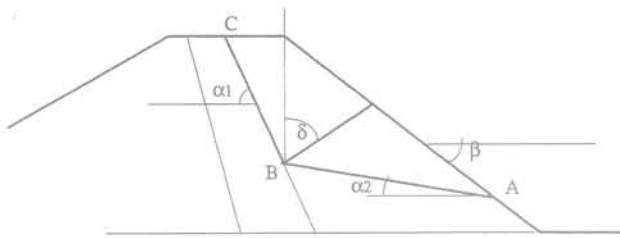
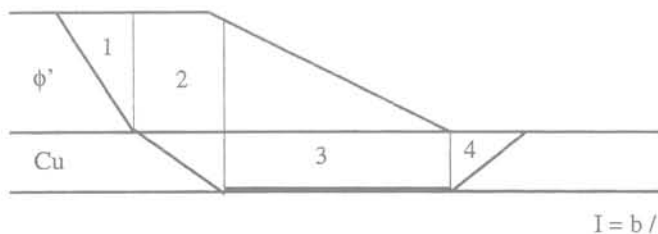


FIG. 3 : Schéma d'une rupture à deux blocs. Schematic sketch of a two blocks failure.

Dans le cas des barrages à noyau, un plan préférentiel BC de glissement existe et l'on peut admettre, pour un calcul à court terme, que la résistance au cisaillement sur ce plan de rupture est égale à c_u . Par un procédé itératif de double descente, on peut trouver la position du point B et les valeurs optimales pour α_2 et δ .

Le cas d'une rupture dont une partie est horizontale est un glissement en translation avec deux parties terminales. On peut alors résoudre les équations manuellement. La figure 4 est une schématisation d'un tel cas, dont la résolution nécessite des hypothèses supplémentaires. Les interfaces entre blocs sont prises verti-



$$I = b / \cos \alpha$$

cales et on néglige les composantes verticales des efforts « interbloc ». De plus, l'usage de sols cohérents introduit des efforts normaux sur les interfaces correspondantes. On peut donc mettre ainsi en évidence une procédure itérative simple pour résoudre facilement à la main. Cette approche peut aussi très simplement se résoudre graphiquement à l'aide de funiculaires de forces.

3.1.3

Cas statiquement indéfinis

• Équilibre de plusieurs blocs

Une bonne façon d'aborder le problème consiste à faire l'inventaire des inconnues. Un bloc courant est soumis aux efforts transmis par ses interfaces. Chaque effort est représenté par un effort normal et un effort tangentiel en un point donné, ce qui fait trois inconnues par interface. En comptant les $(n + (n - 1))$ interfaces, cela fait $6n - 3$ inconnues, auxquelles on doit rajouter $2n - 1$ coefficients de sécurité pour chaque interface, car le jeu des blocs ne conduit pas toutes les interfaces au même niveau de rupture. On obtient ainsi $8n - 4$ inconnues. Les équations résolventes sont les $3n$ équations de la statique pour chacun des blocs et $2n - 1$ équations de type Coulomb pour chacune des interfaces, soit $5n - 1$ équations. Pour résoudre, il y a donc $3n - 3$ équations supplémentaires à définir.

On peut considérer que tous les coefficients de sécurité sont égaux ($2n - 2$ équations), que les efforts « interbloc » s'appliquent au tiers des interfaces ($n - 1$ équations), que le coefficient de sécurité à la base des blocs est différent de celui des interfaces ($2n - 3$ équations), ou faire tout autre choix apportant au total les $3n - 3$ équations supplémentaires permettant la résolution. Comme, à l'époque où se sont développées ces méthodes, la résolution des systèmes linéaires se faisait avec des procédures itératives, plusieurs méthodes ont été proposées afin de contourner la difficulté posée par la présence du coefficient F au dénominateur.

La méthode de Sarma (1979) est une méthode astucieuse de résolution. Ce dernier simplifie la procédure de résolution en prenant une inconnue auxiliaire k , accélération que l'on identifiera à un effet sismique. k apparaît au numérateur alors que le F du dénominateur est devenu une constante. La résolution en k est assez simple. En faisant varier F , on trouve la valeur cherchée du coefficient de sécurité statique lorsque $k = 0$. Pour $F = 1$ on a ainsi l'accélération critique, et pour $k = 0$ le coefficient statique.

• Autres types de mouvement

Il existe d'autres types de mouvement très particuliers, comme le basculement d'un pan rocheux, qui font appel à des méthodes particulières dont l'utilisateur doit connaître les hypothèses simplificatrices utilisées.

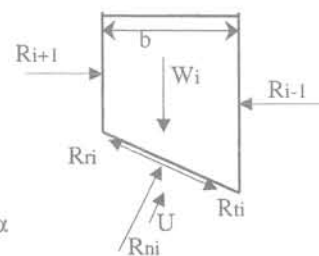


FIG. 4 : Schéma de rupture en translation (4 blocs, équilibre d'un bloc). Schematic sketch of a translation failure (4 blocks, equilibrium of a block).

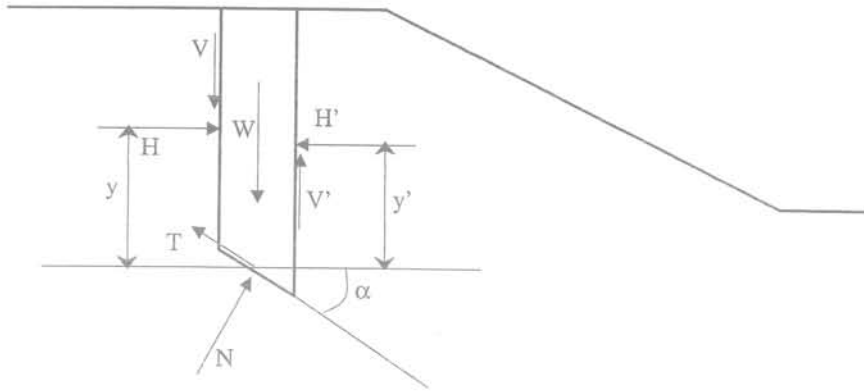


FIG. 5 Les inconnues d'une méthode des tranches.
The unknown parameters in a slice method.

3.2

Méthodes des tranches

Le découpage de la masse en mouvement en tranches verticales (Fig. 5) a permis le développement d'un très grand nombre de méthodes, symbolisées par la méthode suédoise de Fellenius (1927).

Trois hypothèses sont ajoutées par rapport à la méthode des blocs :

- les bords des blocs sont devenus verticaux ;
- le point de passage de la force à la base du bloc - de la tranche - est situé au centre de cette base ;
- le coefficient de sécurité est unique et ne s'applique qu'à la base des tranches.

3.2.1

Méthodes issues de l'analyse de l'équilibre d'une tranche

Le dénombrement des inconnues et des équations du problème permet de comparer facilement les méthodes. Par tranche, il y a les forces situées à droite et à gauche (deux forces et leurs points de passage, soit 6n inconnues), les forces à la base mais centrées (2n inconnues), et le coefficient de sécurité qui est pris constant le long de la courbe de rupture, ce qui fait au total 8n + 1 inconnues. Le principe d'action et de réaction entre tranches fournit 3(n - 1) équations, l'équilibre de chaque tranche 3n équations ; on a aussi n équations de type Coulomb à la base des tranches et les 6 équations correspondant à des forces nulles aux extrémités du glissement, ce qui fait au total 7n + 3 équations. Il manque n - 2 équations pour résoudre. Le choix de ces n - 2 équations différencie les méthodes.

• Rupture circulaire en conditions non drainées

Cette méthode a été proposée par Fellenius (1927), dans le cas d'un sol purement cohérent. Aucune hypothèse n'est faite sur la distribution des forces à l'intérieur du massif et seuls les efforts de cisaillement le long de la courbe de rupture circulaire sont pris en compte. La résistance au glissement est alors facilement calculable sous l'expression d'un moment, avec un bras de levier, égal au rayon R, constant. Pour obtenir le moment moteur, il est nécessaire de décomposer la masse en mouvement en tranches verticales, le bras de levier étant alors le rayon du cercle R multiplié par le sinus de l'angle d'inclinaison de la base de la tranche. Le coefficient de sécurité peut être défini comme le rapport des deux moments et on obtient :

$$F = (R \sum l_i c_u / \sum R W_i \sin \alpha_i)$$

Dans cette formule, R s'élimine et le terme $\sum l_i$ équivaut à la longueur de l'arc de cercle de rupture. Le découpage en tranches est donc défini pour le seul calcul du moment moteur. Mais la formule finale $[F = (\sum l_i c_u / \sum W_i \sin \alpha_i)]$ est aussi vraie pour une surface de rupture plane ou quelconque.

• Méthode de Bishop (1955)

Bishop ne néglige plus les forces horizontales inter-tranches et obtient une formule implicite dont la programmation pose quelques problèmes :

$$F_{\text{Bish}} = (\sum (c' b + (W - ub) \tan \phi') / (\cos \alpha) (1 + \tan \alpha \tan \phi' / F)) / (\sum W \sin \alpha)$$

En explicitant l'expression de la contrainte à la base de la tranche, on se rend compte qu'elle peut être négative ; de même, le terme $(1 + \tan \alpha \tan \phi' / F)$ peut devenir nul et l'on obtient des valeurs très grandes de la contrainte. Pour pallier ces anomalies numériques, le programmeur introduit des tests qui maintiennent les valeurs dans des fourchettes admissibles. Fellenius est en général la référence choisie. Mais il en résulte qu'il y a plusieurs façons de programmer la méthode de Bishop et que certains résultats, par exemple quand le talus est immergé, peuvent différer considérablement suivant la programmation utilisée. Pour maîtriser la méthode de Bishop, il faut donc connaître les tests cachés dans sa programmation.

• Méthode de Morgenstern et Price (1965)

Morgenstern et Price définissent une fonction donnant l'inclinaison des efforts intertranches. La programmation est assez délicate et Fredlund et Krahn (1977) proposent un algorithme de résolution plus stable. Cette méthode est très utilisée mais pose toujours quelques problèmes de convergence.

• Autres méthodes des tranches, comparaisons et difficultés

Il existe bien d'autres méthodes des tranches, avec des hypothèses différentes et surtout, pour des raisons numériques, des choix différents pour l'inconnue résolvante. L'approche de Li (1992) est un exemple intéressant pour le choix de l'inconnue auxiliaire, ce qui permet une résolution directe. De nombreuses comparaisons ont été faites (Wright *et al.*, 1973, Lumsdaine *et al.*, 1982), et d'autres auteurs mettent en évidence les difficultés numériques de certaines de ces méthodes (Ching *et al.*, 1983, Chowdhury *et al.*, 1990, Low *et al.*, 1998).

Méthodes globales

Les méthodes globales (Caquot, 1954, Biarez, 1960) permettent une résolution graphique maintenant peu utilisée, mais l'informatique leur apporte un renouveau intéressant, l'intégration de valeurs le long de courbes quelconques étant très simple par discrétisation. Les hypothèses utilisées sont les suivantes :

- la masse en mouvement est observée dans son ensemble, elle est délimitée par la courbe de rupture ;
- une fonction de répartition des contraintes normales est paramétrée le long de la courbe de rupture ;
- la résolution se fait avec les trois équations de la statique appliquée à la masse en mouvement.

• Méthodes graphiques

Taylor (1937), puis Caquot (1954) ont développé une méthode graphique permettant le calcul de ruptures circulaires dans un talus homogène cohérent et frottant, appelée méthode du cercle de frottement. Le terme de cohésion le long de l'arc de cercle (de centre O et rayon R) est, du point de vue force équivalente, remplacé par une force parallèle à la corde de l'arc et de valeur $c'l$, l étant la longueur de l'arc. La réaction le long de la courbe de rupture, inclinée à ϕ' , est tangente au cercle de frottement centré en O et de rayon $R \sin \phi'$, et on suppose que la résultante l'est aussi. Cette résultante passe par l'intersection des autres forces connues (poids, cohésion, et pression interstitielle). Biarez (1960) évalue l'erreur induite par ces hypothèses ; elle est inférieure à 15 % sur le coefficient de sécurité, en majorant la fonction de répartition des contraintes normales le long de la courbe de rupture.

Tavenas et Leroueil (1980, 1982) discutent dans le cadre de cette approche la signification du coefficient F relativement à la distribution des contraintes normales. Ils montrent quelques non-sens et proposent une approche qui considère que la rupture est la fin d'un chemin de contraintes particulier en chaque point de la courbe de rupture ; ils introduisent la notion de marge de sécurité, évaluée en terme de pression interstitielle. Cette approche est donc une mise en forme différente des paramètres intervenant dans un calcul de stabilité, en gardant le souci d'une interprétation physique simple du coefficient de sécurité.

On parle fréquemment aujourd'hui de sensibilité aux paramètres, ce qui traduit le commentaire de Terzaghi, fait en 1943 :

« Connaissant la complexité du terrain et les différences notables entre la réalité et les propriétés données au sol, aucune théorie de la stabilité ne peut être autre chose qu'une grossière approximation de la résistance face à la rupture. Si une méthode de calcul est simple, nous pouvons facilement juger les conséquences d'hypothèses dérivées ou supplémentaires et modifier en conséquence nos décisions. Les méthodes sophistiquées n'ont pas cet avantage. »

Avec l'approche graphique, l'influence de la répartition des contraintes normales le long de la courbe de rupture est bien mise en évidence. Cet aspect reste important avec les méthodes numériques basées sur un découpage en tranches, qui permettent des intégrations faciles de forces élémentaires. L'efficacité des méthodes globales dépend de ce fait du bon paramétrage de la répartition des contraintes normales le long de la courbe de rupture.

• Méthode de Bell (1969)

Bell propose de prendre une fonction de répartition de la contrainte normale le long de la courbe de rupture définie par deux paramètres λ et μ :

$$\sigma_n = \lambda \gamma h + \mu \sin(\pi(x - x_0)/(x_1 - x_0))$$

où x , x_1 , x_0 sont les abscisses curvilignes du point courant et des extrémités de la courbe de rupture. Cette fonction de répartition n'a pas permis à la méthode de fournir des résultats probants.

• Méthode des perturbations

La méthode des perturbations est une méthode globale proposée par Raulin *et al.* (1974) et développée par Faure (1985). Elle peut s'énoncer de la façon suivante (Fig. 6) :

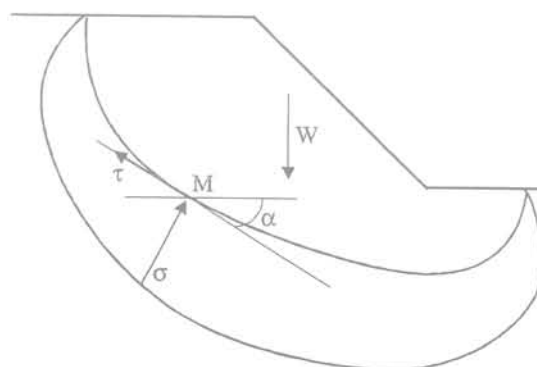


FIG. 6 Mise en œuvre de la méthode des perturbations.
Perturbation method.

Soit un massif de terre délimité par une courbe de rupture quelconque. Il est en équilibre sous son propre poids et la réaction du sol sous-jacent. La distribution des contraintes normales ainsi que les valeurs de pression interstitielle en tout point le long de la courbe de rupture est définie à l'aide d'une contrainte approchée connue, modifiée ou perturbée par deux paramètres. La loi de Coulomb permet d'exprimer les contraintes de cisaillement maximales. Le coefficient de sécurité est défini classiquement comme le rapport du cisaillement maximal disponible au cisaillement nécessaire à l'équilibre.

Le système est résolu globalement à l'aide des trois équations d'équilibre appliquées à tout le massif, ce qui fournit les valeurs des trois inconnues du problème, qui sont le coefficient de sécurité et les deux paramètres qui modifient la contrainte approchée. Une variante de la méthode des perturbations est celle où la contrainte normale approchée est calculée avec l'aide du cercle de Mohr. Elle conduit à un lobe des contraintes normales calculées le long de la courbe de rupture plus réaliste et plus semblable à ceux déterminés par une méthode d'éléments finis. De ce fait, cette méthode peut avoir des extensions très intéressantes pour la prise en compte d'inclusions, ou pour le développement de méthodes en déplacements.

Méthodes probabilistes et logique floue

Ces méthodes tentent une prise en compte des incertitudes sur les différents paramètres. De nombreux modèles statistiques existent, mais souffrent d'un nombre trop réduit de données (Magnan *et al.*, 1998) pour être vraiment opérationnels. La mise en œuvre d'une méthode de Monte-Carlo (Chiasson *et al.*, 1998) peut donner un aperçu de l'importance des incertitudes. Si chaque paramètre est défini dans un intervalle et possède une fonction de répartition, il est possible, dans un calcul itératif, de prendre un tirage de tous les paramètres et d'obtenir un coefficient de sécurité (un résultat de calcul). De nombreux tirages vont permettre de construire la loi de distribution du coefficient de sécurité.

La logique floue possède un immense champ d'application dans la gestion des incertitudes en mécanique des sols ; si les outils théoriques existent (Pham, 1993), leur mise en œuvre n'est pas généralisée et une mutation des modes de raisonnement est à faire.

Méthodes en trois dimensions

Azouz et Baligh (1983) ont montré que l'influence de la troisième dimension est en général faible, et ce travail supplémentaire n'a de sens que pour des études de fondations sur pentes. Gens *et al.* (1988) montrent cependant que l'erreur peut atteindre 30 % pour les sols cohérents. Le développement d'outil d'utilisation facile devrait permettre de mieux situer la place de ces méthodes dans la boîte à outil de l'ingénieur (Hama, 2001).

Équilibre de blocs en trois dimensions

Les méthodes des blocs se développent facilement en trois dimensions, avec cependant les difficultés de représentation induites par la troisième dimension. C'est assez simple du point de vue mécanique, avec un bon choix d'hypothèses supplémentaires ; cependant, on est davantage confronté à des schémas de rupture mécaniquement inadmissibles lors de la recherche de la forme des blocs. En conditions bi-dimensionnelles, pour maîtriser les calculs, Sarma a introduit un critère d'admissibilité qui correspond à un non-décollement des blocs. En conditions tri-dimensionnelles, c'est encore plus nécessaire, et les méthodes des blocs, maintenant aidées par des interfaces graphiques, sont utilisables quand la géomorphologie indique de façon non ambiguë la forme des blocs. Pour traiter de l'incertitude de la position des plans de rupture, une approche à l'aide de la logique floue a été faite dans le cas du dièdre (Faure et Maiolino, 2000).

Méthodes des colonnes

• Modèle Clara

Développé par Hungr (1987), ce modèle est une extension à trois dimensions des modèles de tranches,

qui deviennent des colonnes (Fig. 7). En généralisant pour n colonnes, on obtient $3n$ inconnues à la base, $12n$ inconnues sur les faces latérales des colonnes, 2 coefficients de sécurité, longitudinal et transverse, ce qui fait au total $15n + 2$ inconnues.

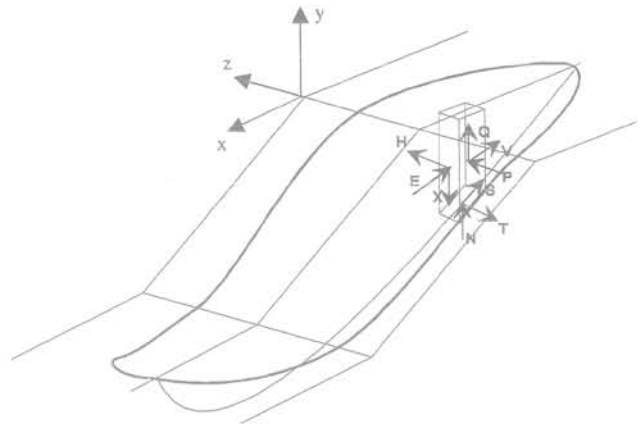


FIG. 7 Notations pour les méthodes de colonnes. Notations for the columns method.

Les hypothèses supplémentaires, qui se traduisent par des équations, portent sur des notions de symétrie, d'inclinaison des forces intercolonnes, de relation entre les coefficients de sécurité. À partir de ce modèle de colonnes, on obtient un très grand nombre de méthodes, dont la fiabilité reste très liée aux hypothèses qu'il faut justifier pour chaque cas. D'autres modèles basés sur des colonnes, ont été développés pour des géométries simples (Ugai, 1988).

• Autres modèles

Des modèles plus particuliers existent pour des géométries correspondant à des problèmes spécifiques (Azzouz *et al.*, 1983). Les publications récentes montrent un intérêt certain pour ces méthodes (Ugai *et al.*, 1995, Lam *et al.*, 1996, Stark *et al.*, 1998).

Extension d'une méthode globale

Faure *et al.* (1996) proposent une extension de la méthode des perturbations à la troisième dimension. Ils utilisent un modèle de terrain facile à obtenir à partir d'une carte usuelle et définissent des formes de rupture assez générales à l'aide de profil en long et de profils en travers (Hama, 2001). L'évaluation paramétrée de la contrainte normale sur la surface de rupture, définie par facettes triangulaires, permet d'obtenir un système d'équations avec peu d'inconnues et facilement soluble à l'aide d'une inconnue auxiliaire qui, comme dans la méthode de Sarma, peut prendre une signification sismique ou représenter un effort de confortation. Une hypothèse importante porte sur la direction du cisaillement qui, dans les formes de rupture complexes, n'est pas facilement appréciable.

Des comparaisons ont été faites et pour des ruptures symétriques, les coefficients de sécurité sont très proches de ceux obtenus en deux dimensions. Dès que la forme s'éloigne d'une rupture symétrique, l'influence du choix de la direction du cisaillement est importante.

Prise en compte du déplacement dans les méthodes à la rupture

Le but de ces approches est de fournir, bien plus économiquement que par éléments finis en termes de temps et de difficulté d'obtention des paramètres, des valeurs de déplacements lorsque les conditions de chargement de la pente varient. De plus en plus, les constructeurs d'ouvrages veulent des réponses en terme de déplacement plus qu'en termes de coefficient de sécurité, car si l'on sait faire des talus qui tiennent, sait-on les garantir avec un déplacement à venir inférieur à une valeur donnée ?

Des extensions des méthodes de calcul à la rupture ont été faites pour :

- expliquer le phénomène de rupture progressive ;
- évaluer le coefficient de sécurité en fonction d'un déplacement mesuré par inclinométrie ;
- étudier la réactivation d'un glissement en utilisant la vitesse de déformation, ce qui élimine le problème de l'état initial ;
- comparer des méthodes confortatives ;
- prévoir l'aléa et parfois la date de rupture, après avoir calé les paramètres du modèle par analyse à rebours sur une période connue pendant laquelle tout a été mesuré.

Les déplacements dans une pente sont difficiles à cerner. Quand on découvre le mouvement d'une pente, on ne sait jamais depuis combien de temps il se produit. Il est donc nécessaire de faire une hypothèse importante – et dont dépendra la validité de la méthode – pour poser le problème. On voit déjà une différence importante entre pente naturelle et excavation.

4.1

Modèles simples

Les premières recherches sur les calculs en déplacement (Bjerrum, 1967 ; Bishop, 1971 ; Law et Lumb, 1978 ; Chowdhury *et al.*, 1987) ne tenaient pas compte des déplacements comme paramètre de calcul.

Bjerrum (1967) s'intéresse à la rupture progressive et considère une chute de la résistance au-delà d'un seuil. Il développe son modèle pour un glissement plan. Bishop (1971) modifie sa méthode en introduisant un facteur résiduel local prédéfini ; il montre qu'avec certaines distributions le long du cercle de rupture, le coefficient de sécurité varie de façon significative. Law et Lumb (1978) modifient une méthode des tranches et redistribuent les efforts perdus après le pic (défini par τ_{pic}) dans un processus itératif. Ils trouvent ainsi des équilibres où un certain nombre (m) de tranches est en cisaillement résiduel (défini par τ_{resid}), alors que d'autres (n) n'ont pas dépassé le pic. Ils définissent alors un coefficient de sécurité global qui tient compte de cette différenciation des tranches. La définition du coefficient de sécurité de Law et Lumb est donnée par l'expression :

$$F = \left[\sum_1^n \tau_{pic} + \sum_1^m \tau_{resid} \right] / \left[\sum_1^{n+m} \tau \right]$$

Chowdhury *et al.* 1987 développent un modèle où le phénomène de rupture progressive est régi par une loi probabiliste.

Une seconde série de méthodes (Christian et Whitman, 1969 ; Athanasiu, 1980 ; Bernander *et al.*, 1984 et 1989 ; Faure *et al.*, 1992 ; Chowdhury, 1995) introduit le déplacement comme paramètre de calcul et, de ce fait, fait intervenir l'élasticité du sol.

Christian et Whitman (1969) traitent un glissement plan formé d'une couche d'argile élastique (module E) d'épaisseur constante (h). Ce problème à une dimension conduit à une équation différentielle que l'on peut facilement résoudre :

$$\tau = Eh \frac{\partial^2 u}{\partial x^2}$$

où Ox est parallèle à la pente et u est le déplacement suivant Ox .

Athanasiu (1980) considère dans sa méthode un ensemble de tranches élastiques dont le déplacement le long de la courbe de rupture est fonction du cisaillement. L'équation d'équilibre se transforme en équation aux déplacements et est résolue par inversion d'un système linéaire. Une analyse non linéaire peut être faite en déterminant, pas à pas, un module de cisaillement sécant. Bernander *et al.* (1984, 1989) améliorent le modèle d'Athanasiu en supposant que le déplacement est le résultat d'une distorsion augmentée d'un glissement à la base. Farhat (1990) dans sa thèse, puis Faure *et al.* (1992) présentent un modèle qui tient compte de la contrainte normale le long de la courbe de rupture et paramètre la loi effort-déformation en fonction de cette contrainte normale, qui est fournie par la méthode des perturbations. Ce modèle semble bien adapté pour des études comparatives de solutions confortatives ou pour un calage après une période de mesures, afin de prévoir les déplacements à venir en fonction du niveau de la nappe par exemple. Chowdhury (1995) propose un autre processus de simulation.

4.2

Introduction du paramètre temps

4.2.1

Tentatives pour la prise en compte du temps

Après la rupture progressive (ou régressive) vue d'un point de vue mécanique, des auteurs se sont intéressés à l'évolution d'une pente dans le temps. L'expérience montre que des ruptures peuvent se produire à chargement constant, au bout d'un certain temps, et qu'auparavant il y a eu des déformations. La résistance au cisaillement peut être modélisée par décroissance logarithmique en fonction du temps et par la prise en compte de la chute de résistance après le pic. On obtient donc un coefficient de sécurité en fonction du temps. Ces approches devraient se développer car elles fournissent rapidement, une réponse en termes de déplacement, avec des schémas de calcul simples à comprendre.

Calcul des déplacements à partir d'une modélisation du fluage

Le fluage désigne l'aptitude d'un matériau à se déformer sous charge constante. Le temps est donc un facteur important du phénomène. De nombreux auteurs ont essayé, à partir de formulations plus ou moins complexes, d'évaluer le déplacement d'une pente. En général, les formulations étaient incomplètes car le fluage présente plusieurs aspects, influencés par de nombreux paramètres. Rappelons le phénomène fluage, puis les principales approches proposées.

• Approche expérimentale du fluage

La courbe expérimentale d'un essai triaxial classique, dont la durée de la phase de cisaillement est comprise entre dix minutes et huit heures, est présentée sur la figure 8 et les valeurs caractéristiques obtenues, le déviateur et la déformation à la rupture, sont notées respectivement $(\sigma_1 - \sigma_3)_{rupture}$ et $\epsilon_{rupture}$. La déformation en fonction du temps obtenue en appliquant 100 %, 70 %, 40 % du déviateur à la rupture sur d'autres éprouvettes de sol est présentée sur les courbes de la figure 9a. Si on applique $\epsilon_{rupture}$ rapidement en suivant l'évolution de $(\sigma_1 - \sigma_3)$ dans le temps, on obtient les résultats présentés sur la figure 9b. Le schéma de la figure 10 montre qu'il existe, dans le plan de Mohr, plusieurs valeurs des paramètres intrinsèques caractéristiques du sol, fonction de la durée du cisaillement.

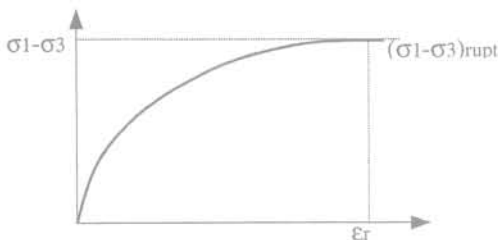


FIG. 8 Courbe expérimentale définissant les paramètres ϵ_r et $(\sigma_1 - \sigma_3)_{rupt}$.
Experimental curve defining the ϵ_r et $(\sigma_1 - \sigma_3)_{rupt}$ parameters.

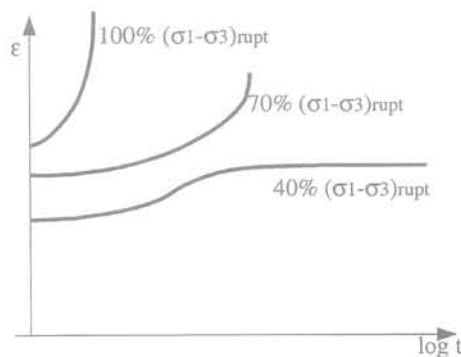


FIG. 9A ET B Évolution dans le temps. Evolution of ϵ and $\sigma_1 - \sigma_3$ with time.

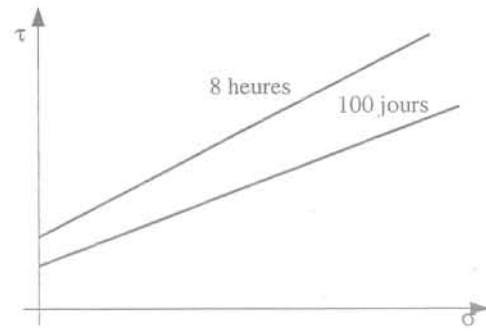


FIG. 10 Courbes intrinsèques fonction de la durée du cisaillement.
Intrinsic curves as a function of the shear duration.

• Formulation de Ter-Stepanian

Après Terzaghi, qui fit le premier le lien entre glissement et fluage, Ter-Stepanian (1975) établit une formulation basée sur l'observation suivante : la vitesse de déformation est nulle jusqu'à une valeur de seuil de cisaillement τ_0 , puis croît quasi linéairement avec τ jusqu'à la rupture. Il s'agit alors de glissement et non plus de fluage. On peut écrire la relation :

$$\tau = \tau_0 + \eta \, d\epsilon/dt$$

Le paramètre η est appelé coefficient de viscosité ; il est fonction de c' ϕ' σ' suivant la relation : $\eta = \lambda (c' \cotan \phi' + \sigma')$, où λ est une constante appelée coefficient de l'écoulement.

Sur la figure 11, on lit $\eta = \tan \psi$. A la rupture l'équation de Coulomb s'écrit : $\tau_{rupture} = (c' \cotan \phi' + \sigma') \tan \phi'$.

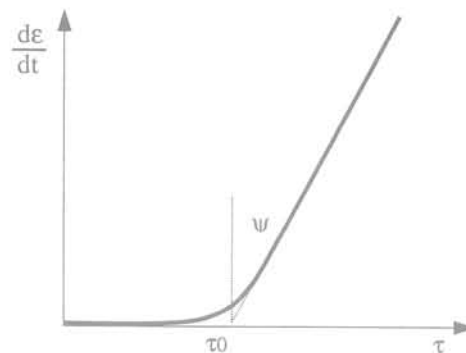
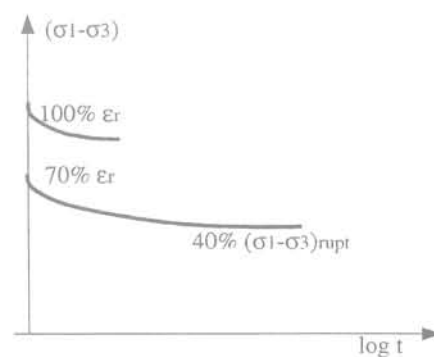


FIG. 11 Fluage avec seuil et vitesse de déformation constante (Ter-Stepanian).
Creep with a threshold and a constant rate of strain.



En posant :

$$\tan \theta = \tau / (c' \cotan \varphi' + \sigma')$$

On obtient :

$$\tan \theta = \tan \theta_0 + \varepsilon / \lambda.$$

Ter Stepanian applique cette formule à une pente infinie et montre qu'une partie de la pente, jusqu'à une profondeur calculée, est en mouvement. Le rôle de la nappe est bien mis en évidence : lorsque la nappe monte, τ diminue et il y a mouvement.

• Fluage amorti

Singh et Mitchell (1968) proposent une formulation plus complète à partir d'essais où l'on fait varier la contrainte déviatoire q . Les deux schémas de la figure 12 permettent d'écrire que la vitesse de déformation $d\varepsilon/dt$ est égale à $A e^{\alpha q} (t_i/t)^m$, où q est le déviateur, α la pente de la partie linéaire dans le plan $\ln d\varepsilon/dt$, q , A une constante et m la valeur absolue de la pente des droites dans le plan $\ln d\varepsilon/dt$, $\ln t$. On observe que $0,7 < m < 1,3$ (Singh *et al.*, 1968). L'utilisation de cette approche ne donne pas toujours des résultats probants, surtout si la rupture est proche.

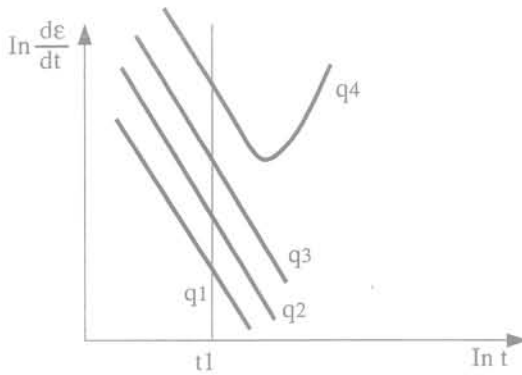


FIG. 12 Représentation du fluage par Singh et Mitchell.
Representation of creep according to Singh et Mitchell.

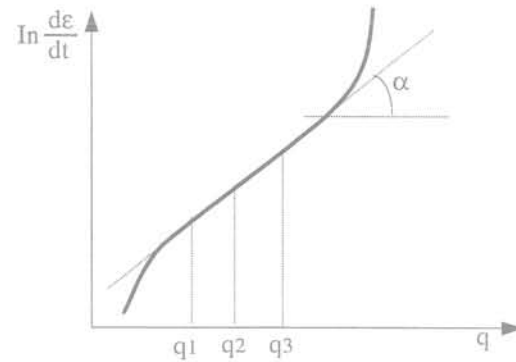
du simple rééquilibrage des efforts, la vitesse de fluage se modifie et le mouvement s'arrête ou s'amplifie. D'autres auteurs ont tenté des calculs en utilisant des méthodes aux éléments finis ; ils ont surtout montré l'influence de paramètres difficiles à maîtriser lors de la modélisation. En effet, la sensibilité du modèle vis-à-vis de la taille du modèle, des conditions limites et de l'état de contrainte initial est parfois très grande.

4.2.3

Les trois fluages

La réalité est plus complexe et il est maintenant d'usage de distinguer trois fluages, le fluage primaire à vitesse décroissante, le fluage secondaire à vitesse constante, et le fluage tertiaire à vitesse croissante. Chaque fluage peut être représenté par des lois rhéologiques élémentaires.

Le fluage primaire peut être représenté par le modèle de Kelvin ou par la loi de Singh-Mitchell, le fluage secondaire par la loi de Bingham ou la loi de Norton dite loi puissance. Le fluage tertiaire conduit à



• Loi de Lo et Morin

Pour tenir compte de la rupture progressive, Lo et Morin (1972) proposent la formulation suivante :

$$\tau_i = \tau_p - K \log(t/t_0)$$

où τ_p est la résistance de pic obtenue lors d'un essai drainé de durée t_0 , τ_i la résistance au temps t et K un paramètre expérimental dont la détermination nécessite de très longs essais, ce qui fait que la loi n'a jamais été réellement calée. Cette diminution de la résistance de pic est appelée aussi ramollissement, terme utilisé aussi avec les concepts d'état limite. (Tavenas *et al.*, 1981). Dans ce type d'approche, Maranini *et al.* (1998) proposent un autre modèle analytique du fluage, directement issu de l'analyse des essais.

• Prise en compte des variations de la contrainte

Faure *et al.* (1992) ajoutent une loi de fluage à un modèle de déplacement ; en se servant des valeurs représentatives de la contrainte normale issues de la méthode des perturbations, ils intègrent le déplacement, en assimilant la vitesse de déformation angulaire à une vitesse de déplacement. L'état de contrainte variant du fait des variations du niveau de la nappe ou

la rupture si les conditions limites restent invariables. Sa formulation est à faire. Cette distinction des trois fluages sous-entend des seuils de contraintes que de nombreux chercheurs contestent. En fait, si on se rapporte à l'approche expérimentale du fluage il s'agit plutôt de seuils correspondant à des taux de cisaillement exprimés en τ/τ_{max} . Or, dans une pente, les variations du cisaillement mobilisable τ_{max} sont perpétuelles et il n'est pas simple d'identifier le type de fluage intervenant. Des études sont en cours, dans le cadre du Club des Lents pour valider des modèles calés par analyse à rebours à partir de cas bien instrumentés.

5

Comparaison des méthodes

De nombreux auteurs ont comparé les différentes approches du calcul d'un coefficient de sécurité (Fredlund et Krahn, 1977 ; Duncan, 1982). Pour ce qui est des méthodes à la rupture, lorsque les trois équations de la statique sont vérifiées, les méthodes sont équivalentes. Pour les méthodes plus élaborées, des comparaisons restent nécessaires et des calages avec des cas réels

attesteront du bien-fondé des méthodes. Une base de cas est donc à bâtir, ainsi qu'un catalogue des comparaisons, pour que tous les chercheurs, via Internet profitent des travaux déjà réalisés. Une des premières tentatives de comparaisons objectives a été faite par les Australiens lors du projet ACADS (Donald *et al.*, 1992). Une suite à ces travaux a été donnée dans Wass (Faure *et al.*, 1999).

6

Mise en œuvre des méthodes

Pour compléter cette description de la diversité des méthodes de calculs, il convient de rappeler que chaque méthode est particulière, délicate à maîtriser et qu'il est parfois tentant, du fait de délais de réponse de plus en plus courts, d'utiliser la méthode que l'on possède dans des situations où elle ne devrait pas être employée.

6.1

Mise en œuvre des méthodes et évaluation de la stabilité

Les automatismes de recherche permettent de définir la surface de rupture la plus critique, grâce à la puissance des calculateurs. Nous sommes bien loin des abaques si laborieusement élaborées, à une époque où chaque calcul se comptait en heures.

Évaluer une stabilité de pente passe surtout par le choix du coefficient de sécurité qui est associé aux méthodes, ce qui peut poser des problèmes lors de comparaisons. Mais quelle que soit la méthode adoptée, une analyse de sensibilité est recommandée, car il est toujours bon de savoir le rôle de chacun des paramètres afin de déterminer le paramètre prépondérant, celui qui pilote la stabilité. L'étude géotechnique devra en tenir compte et un retour sur le terrain est parfois souhaitable. On peut aussi raisonner avec une notion de marge de sécurité, qui consiste à définir la valeur limite d'un paramètre de dimensionnement, par exemple la hauteur d'un talus.

Une fois bien défini, le coefficient de sécurité se pose la question de sa valeur cible. Dans le cas des pentes naturelles, une analyse à rebours donnera une valeur de comparaison à ne pas minorer. Pour les déblais, avec la définition usuelle du coefficient de sécurité, on visera 1,5 ; mais avec des méthodes en déplacements, on cherchera à atteindre un déplacement acceptable pour la structure envisagée. Pour les talus confortés, on recherchera une amélioration d'au moins 20 % du coefficient de sécurité par l'action du confortement.

Rappelons que l'observation, quand elle est rapportée (Lebuis, 1983), et l'analyse à rebours sont un moyen efficace pour caler des valeurs qui font souvent défaut à l'ingénieur (Duncan *et al.*, 1992).

6.2

Limitations des analyses de stabilité actuelles

L'analyse de la stabilité d'une pente peut être mise en défaut lorsque l'utilisation qui en est faite demande plus que la méthode ne peut donner. Pour illustrer ce propos remarquons les points suivants :

– le coefficient de sécurité est étroitement lié avec la vitesse de déplacement (Cartier et Pouget, 1986). La courbe donnant le coefficient de sécurité F en fonction de la vitesse de déplacement montre que pour F inférieur à 1,3, ce n'est plus tout à fait un équilibre statique que l'on calcule ;

– la définition de F ne prend pas en compte le cheminement de contraintes (Tavenas *et al.*, 1981) ;

– le lobe des contraintes normales le long de la courbe de rupture est très sensible à la méthode et à la discrétisation. De ce fait, il ne peut être employé sans précautions dans des extensions de méthode. Ainsi, la méthode de Bishop ne se prête pas à l'addition de forces externes, qui comme dans le cas du clouage, sont censées modifier ce lobe de contraintes ;

– la définition du régime hydraulique et sa prise en compte sont des points importants dans une étude de stabilité ; mal maîtrisés, peuvent conduire à des résultats erronés.

Ces remarques rejoignent l'avertissement du Professeur Lambe cité dans l'introduction, qui demandait de maîtriser et la méthode et les paramètres pour obtenir un résultat fiable. Mais nous avons vu que les nombreux développements en cours, avec des interfaces conviviales de plus en plus performants, devraient apporter une aide efficace à l'ingénieur.

6.3

Nature du problème, conditions drainées ou non drainées

Un point clé de la stabilité des pentes est le type d'approche à utiliser dans un calcul. Les méthodes sont les mêmes dans tous les cas, mais les paramètres à prendre en compte peuvent être très différents suivant que l'on conduira le calcul en mode drainé, non drainé, partiellement drainé ou partiellement saturé. Cela revient à poser la question : combien dure le court terme ?

Des anecdotes fournissent une réponse bien partielle : Skempton (1964, 1977) montre que, dans l'argile de Londres, la redistribution des pressions interstitielles peut prendre des décennies ; pour le déblai de la Bosse-Galin (Blondeau *et al.*, 1976), le comportement fut essentiellement drainé, le long terme étant atteint lors des travaux. Entre ces deux extrêmes, l'expérience de l'ingénieur, faute d'une base de cas régionaux, est une donnée essentielle dans la prise de décision.

Dans le cas d'excavations ou d'applications de surcharges rapides, de tremblements de terre, d'abaissement rapide d'un niveau d'eau, etc., il peut y avoir des changements de pressions interstitielles, à indice des vides approximativement constant. Ces changements de pression interstitielle en conditions non drainées sont le plus souvent difficiles à estimer et les analyses en contraintes effectives ne peuvent être appliquées. Il convient alors de faire une analyse en conditions non drainées, sur la base d'une résistance au cisaillement non drainé.

Il est connu que, pour de nombreux cas simples, on retrouve des écoulements descendants en haut de talus et des écoulements ascendants en pied de talus. Les approches consistant à supposer un coefficient de pression interstitielle r_u constant ($r_u = u/\gamma_w h$, où u est la pression interstitielle au point considéré et h hauteur de sol

Conclusion

au-dessus de ce point), ou à considérer $u = \gamma_w h_w$ (où h_w est la différence d'élévation entre la nappe phréatique et le point considéré), ne sont généralement pas satisfaisantes.

Des codes de calcul, américains pour l'essentiel, introduisent vers la partie haute de la rupture une partie fissurée permettant de prendre en compte une poussée hydrostatique horizontale, comme si cette fissure était remplie d'eau. Ce détail prend toute son importance dans des pays semi-arides, où la dessiccation des sols peut créer des fissures profondes qui se remplissent d'eau à la première pluie. La stabilité des pentes submergées peut se faire avec les codes de calcul usuels en apportant une attention toute particulière au choix des paramètres.

Dans le domaine du calcul en stabilité de pentes, l'avenir reste porteur d'importantes innovations informatiques basées sur une observation toujours plus précise des phénomènes. L'informatique est un formidable outil permettant de simuler et d'évaluer le poids des paramètres, mais la visite sur le terrain restera toujours la première chose à faire lors de l'étude d'un phénomène d'instabilité, car c'est encore l'œil de l'ingénieur qui identifiera le mieux les facteurs utiles à l'étude d'une pente, les calculs permettant de quantifier les intuitions de l'homme de terrain.

Bibliographie

- Athanasu C. - « Non linear slope stability analysis ». Proc 3rd ISL, New Delhi, 1980, p. 259-262.
- Azzouz A.S., Baligh M. - « Loaded areas on cohesive slopes ». *J. ASCE* vol. 109, GT5, 1983, p. 726-729.
- Bell J.M. - « Non circular sliding surface ». *J. SMFD* vol. 95, SM 3, 1969, p. 829-844.
- Bernander S., Gustas H., Olofsson J. - « Improved model for progressive failure analysis of slope stability ». Proc 12th ICSMFE, Rio de Janeiro, vol. 3, 1989, p. 1539-1542.
- Bernander S., Gustas H. - « Consideration of *in situ* stresses in clay slopes with special reference to progressive failure analysis ». 4th ISL, 1984, p. 235-240.
- Biarez J. - « Remarques sur la stabilité des talus. Influence de la loi de répartition des contraintes ». *Archivum hydrotekniki*, tome 7, 1960.
- Bishop A.W. - « The use of the slip circle in the stability analysis of slopes ». *Geotechnique* vol. 5, 1, 1955, p. 7-17.
- Bishop A.W. - « The influence of progressive failure on the choice of the method of stability analysis ». *Geotechnique* vol. 21, n° 2, 1971, p. 168-172.
- Bjerrum L. - « Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay shales ». *ASCE, J. SMFD* V93, SM5, 1967, p. 3-49.
- Blondeau F., Queyroi D. - « Rupture de la tranchée expérimentale de la Bosse Galin ». *Bull. de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées* n° spécial 3, 1976.
- Caquot A. - « Méthode exacte pour le calcul de la rupture d'un massif par glissement cylindrique ». *Annales des Ponts et Chaussées* n° 3, 1954, p. 345-355.
- Cartier G., Pouget P. - « Corrélations entre la pluviométrie et les déplacements de pentes instables ». 9th European Conf. on SMFE, 1987.
- Chiasson P., Djebbari Z. - « Stochastic slope stability analysis of temporary cuts in clay ». Proc. Hambourg Geot. Conf., 1998, p. 57-60.
- Ching R.K.H., Fredlund D.G. - « Some difficulties associated with the limit equilibrium method of slices ». *Can. Geoth. J.* 20, 1983, p. 661-672.
- Chowdhury R.N. « Progressive failure considerations in slope stability analysis ». Proc. 6th ISL, Christchurch, Landslides, Bell Ed., 1995, p. 1659-1663.
- Chowdhury R.N., Zhang S. - « Convergence aspect of limit equilibrium methods for slopes ». *Can. Geoth. J.* 27, 1990, p. 145-151.
- Chowdhury R.N., Tang W.H., Sidi I. - « Reliability model of progressive failure ». *Geotechnique* vol. 37, n° 4, 1987, p. 467-481.
- Christian J.T., Whitman P.V. - « A one dimension model for progressive failure ». Proc of 7th ICSMFE, Mexico, vol. 2, 1969, p. 541-545.
- Donald I. B., Giam P.S.K. - « The ACADS slope stability programs review ». Proc. 6th ISL, Christchurch, Landslides Bell Ed., 1992.
- Duncan J.M., Stark T.D. - « Soils strengths from back analysis of slope failure. Stability and performance of slopes and embankments 2 ». *ASCE GSP* 31, 1992, p. 890-904.
- Duncan J.M., Wright S.G. - « The accuracy of the equilibrium methods of slopes stability analysis ». Proc. Int. Symp. on Landslides New Delhi, vol. 1, 1982, p. 247-254.
- Faure R.M. - « Outils numériques en mécanique des sols ». Thèse Paris 6, 1982.
- Faure R.M. - « Analyse des contraintes dans un talus par la méthode des perturbations ». *Revue française de Géotechnique* n° 33, 1985, p. 49-59.
- Faure R.M., Seve G., Farhat H., Virollet M., Delmas P. - « A new methodology for evaluation of landslides displacement ». Proc. 6th ISL, Landslides Bell Ed., 1992.
- Faure R.M., Pham M., Robinson J.-C., Jolly P. - « Three dimensional slope stability by the perturbation method ». Proc. 7th ISL, Trondheim, 1996.
- Faure R.M. - « Data bases and the management of landslides ». ISL 99, Shikoku, Japon, 1999.
- Faure R.M., Maïolino S. - « Evaluation of rock slope stability using fuzzy logic ». 8th ISL, Cardiff, 2000.
- Farhat H. - « Prise en compte du temps et des déplacements en stabilité des pentes ». Thèse INSA de Lyon, 1990, 187 p.
- Fellenius W. - *Erdstatische berechnungen mit reibung und kohaesion*. Berlin, Ernst, 1927.
- Fredlund D.G., Krahn J. - « Comparison of slope stability methods of analysis ». *Can. Geot. J.* vol. 14, 1977, p. 429-439.
- Gens A., Hutchinson J.N., Cavounidis - « Three dimensional analysis of slides in cohesive soils ». *Geotechnique* vol. 38-1, 1988, p. 1-23.
- Hama M. - « Stabilité des pentes en trois dimensions ». Thèse ENPE/INSA, 2001.
- Horn J.A. - « Computer analysis of slope stability ». *J. ASCE* vol. 86, SM3, 1960.
- Hungr O. - « An extension of Bishop simplified method of slope stability analysis to three dimensions ». *Geotechnique* n° 37, 1987, p. 113-117.
- Lambe T.W. - « Predictions in soils engineering ». *Geotechnique* n° 23, 1973.
- Lam L., Fredlund D.G. - « Appropriate intercolumn force functions and lambda values for three-dimensional slope stability analysis ». 7th ISL, Trondheim, 1996, p. 1283-1288.
- Law K.T., Lumb P. - « A limit equilibrium analysis of progressive failure in the stability of slopes ». *Canadian Geotech. J.* vol. 15, 1978, p. 113-122.
- Lebuis J., Robert J.M., Rissmann P. - « Regional mapping of landslides hazard in Québec ». Symp. on slopes in soft clays, Linköping, SGI Report n° 17, 1983, p. 205-262.
- Li K.S. - « A unified solution scheme for slope stability analysis ». 6th ISL, Christchurch, 1992, p. 481-486.
- Little A.L., Price V.E. - « The use of an electronic computer for slope stability analysis ». *Geotechnique* vol. 8, 1958, p. 113-120.
- Lo K.Y., Morin J.-P. - « Strength anisotropy and time effects of two sensitive clays ». *Canadian Geotech. J.* 9-3, 1972, p. 261-277.
- Low B.K., Gilbert R.B., Wright S.G. - « Slope reliability analysis using generalized method of slices ». *J. Geotech. Env. Eng., ASCE*, vol. 124, n° 4, 1998, p. 350-362.
- Lumsdaine R.W., Tang K.Y. - « A comparison of slope stability calculations ». Proceedings of the 7th South East Asian Geotechnical Conf., Hong Kong, 1982, p. 31-38.
- Magnan J.-P., Seve G., Pouget P. - « Quelques spécificités de l'analyse de risque pour les ouvrages de géotechnique ». Proc. 2nd I.S. Hard Soils-Soft Rocks, Naples, vol. 2, 1998, p. 1109-1116.
- Maranini E., Brignoli M. - « An analytical viscoplastic model for the creep behavior of a porous weak rock ». Proc. conf. Geotech. Hard Soils-Soft Rocks, Naples, 1998, p. 697-705.

- Morgenstern N.R., Price V.E. – « The analysis of the stability of general slip surfaces ». *Geotechnique* vol. 15, 1965, p. 79-93.
- Pham M. – « Écriture à l'aide de la logique floue des règles du système expert XPENT ». DEA ENTPE/INSA, 1994.
- Raulin P., Rouques G., Toubol A. – « Calcul de la stabilité des pentes en rupture non circulaire », Rapport recherche n° 36 LCPC, 1974.
- Sarma S.K. – « Stability analysis of embankments and slopes ». ASCE, *J. GED* vol. 1052, GT 12, 1979, p. 1511-1524.
- Singh A.W., Mitchell J.K. – « General stress-strain-time function for soils ». ASCE, *J. SMFD* 94-1, 1968, p. 21-46.
- Skempton A.W. – « Long term stability of clay slopes ». 4th Rankine lecture, *Geotechnique* vol. 14, n° 1, 1964, p. 77-101.
- Skempton A.W. – « Slope stability of cuttings in brown London clay ». Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, vol. 3, 1967, p. 261-270.
- Stark T.D., Eid H.T. – « Performance of three-dimensional slope stability methods ». ASCE, *J. Geot. Geoenv. Eng.* vol. 124-11, 1998.
- Tavenas F., Leroueil S. (1981) – « Creep and failure of slopes in clays ». *Can. Geotech. J.* vol. 18-1, p. 106-120.
- Tavenas F., Leroueil S. – « A new approach to effective stress stability analyses ». ISL 82, Linköping, Sweden, 1982.
- Tavenas F., Trak B, Leroueil S. – « Remarks on the validity of stability analyses ». *Can. Geotech. J.* 17, 1980, p. 61-73.
- Taylor D.W. – « The stability of earth slopes ». *Journal. Boston society of Civ. Eng.*, vol. 24, n° 3, 1937.
- Ter-Stepanian G. – « Creep of a clay during shear and its rheological model ». *Geotechnique* 25, n° 2, 1975, p. 299-320.
- Ugai K. – « Three dimensional slope stability analysis by slice method ». NUMOG 6, Innsbruck, 1988, p. 1369-1374.
- Ugai K., Leshchinsky D. – « Three dimensional limit equilibrium and finite element analyses : a comparison of results ». *Soils and Foundations* vol. 35, n° 4, 1995, p. 1-7.
- Vaunat J., Leroueil S., Faure R.M. – « Slope movements : a geotechnical perspective ». 7th IAEG congress, Lisbonne, 1994, p. 1637-1646.
- Wright S.G., Kulhawy F.G., Duncan J.M. – « Accuracy of equilibrium slope stability analysis ». ASCE, *J. SMFD* vol. 99, SM10, 1973, p. 791-793.

Comportement des sols compactés : apports de la mécanique des sols non saturés

P. DELAGE

École nationale des ponts
et chaussées
CERMES, Paris
6-8, avenue Blaise-Pascal
77455 Marne-la-Vallée
Cedex 2
delage@cermes.enpc.fr

J.-J. FRY

Électricité de France
Centre d'ingénierie
hydraulique,
73373 Le Bourget-du-Lac
Cedex

Résumé

Les acquis de la mécanique des sols non saturés ne sont pas encore couramment utilisés dans la pratique de la conception et de la construction des ouvrages en terre (remblais, barrages), alors qu'ils fournissent des compléments d'information permettant une meilleure compréhension des phénomènes complexes intervenant dans ces ouvrages. On décrit ici le comportement des sols compactés sous cet angle, en abordant le rôle de la succion, la microstructure, le comportement en compression volumique et les propriétés de résistance au cisaillement. Ces données sont à compléter par des investigations expérimentales supplémentaires, mais certaines tendances existent et permettent d'éclairer le comportement d'un matériau finalement assez mal connu. Elles permettent également de proposer des modélisations simplifiées et efficaces des ouvrages en sol compacté, qui feront l'objet d'un autre article.

Mots-clés : sol compacté, remblai, barrage, succion, microstructure, comportement mécanique, ouvrages en terre.

The behaviour of compacted soils : contribution of the mechanics of unsaturated soils

Abstract

The mechanics of unsaturated soils is not systematically used in practice in the design and construction of earthworks (Embankments, dams). However, the mechanics of unsaturated soils can now provide some complementary information and allow a better understanding of the complex phenomena involved in earthworks. The paper describes the behaviour of compacted soils under the light of the mechanics of unsaturated soils, and deals with suction, microstructure, volumetric behaviour and shear strength properties. Existing data should be completed by further experimental investigations. However, some trends exist, improving the understanding of the behaviour of a rather unknown material. Moreover, some simple and efficient models of compacted structures can be derived, which will be described in another paper.

Key words : compacted soil, embankment, dam, suction, microstructure, mechanical behaviour, earthworks.

NDLE : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} juillet 2001.

Introduction

Les développements apparus ces dernières années en mécanique des sols non saturés⁽¹⁾, sur le plan de l'analyse expérimentale de la physique des phénomènes et celui de la modélisation du comportement, permettent une compréhension améliorée du comportement des ouvrages en terre, dont l'étude et le dimensionnement dans la pratique n'ont pas toujours pris en compte les spécificités dues à l'aspect non saturé. La différence essentielle engendrée par la présence d'une phase air dans les sols non saturés est reliée aux difficultés rencontrées dans les diverses tentatives d'extension de la contrainte effective de Terzaghi au cas non saturé. L'illustration la plus manifeste en est le phénomène d'effondrement, également appelé affaissement, qui correspond à la diminution de volume d'un sol non saturé non gonflant soumis à un remouillage sous charge. Les diverses expressions proposées de contrainte effective étendue aux sols non saturés (dont celle de Bishop 1959, cf. Annexe) sont proportionnelles à la succion et, comme elles décroissent lors d'un remouillage, elles prédisent un gonflement, incompatible avec la réduction de volume observée lors d'un effondrement. Ainsi, l'utilisation exclusive d'une contrainte de type Bishop est insuffisante pour une description complète du comportement des sols non saturés, et il est nécessaire d'y associer une autre variable de contrainte, dans le cadre bien admis de l'approche en variables indépendantes (voir Gens, 1995, pour la description des divers couples de variables de contraintes utilisés).

Cette différence fondamentale avec les sols saturés s'illustre également par le fait que, lors d'un chargement, il n'y a pas de transfert additif de contrainte totale entre l'eau, supposée incompressible, et les particules du sol, car l'eau n'empli pas l'intégralité des vides existant (voir Fig. 1). Les vides emplis d'air permettent une réorganisation interne des grains et des ménisques existant aux contacts inter-particules, dont les conséquences macroscopiques en termes de volume ne sont pas descriptibles en termes de contrainte unique, dite effective. L'autre caractéristique importante des sols non saturés est la grande sensibilité de leurs propriétés mécaniques et hydrauliques aux variations de teneur en eau et/ou de degré de saturation.

On présente dans ce travail une description générale de la façon dont les travaux récents dans le domaine de la mécanique des sols non saturés permettent une appréhension plus complète du comportement des sols compactés qui constituent les ouvrages en terre (barrages en terre, remblais compactés). Ces éléments, essentiellement issus d'investigations de laboratoire sur des éprouvettes de taille décimétrique, ne répondent qu'en partie aux problèmes complexes soulevés par le comportement des ouvrages en remblai, dont beaucoup restent actuellement sans réponse. Il reste en particulier de nombreux efforts à développer pour mieux appréhender, au niveau du comportement global d'un massif compacté, les effets dus aux inévitables hétérogénéités mécaniques et hydrauliques intervenant lors de la construction, qui se traduisent, entre autres, par des variations de densité et de teneur en eau. Les

ouvrages construits font quelques dizaines de mètres de hauteur et parfois des kilomètres de longueur, ils sont réalisés à partir d'un matériau naturel provenant de zones d'emprunt elles-mêmes hétérogènes par nature, et sont compactés dans des conditions pas toujours contrôlées en fonction d'impératifs économiques contraignants. L'étude du changement d'échelle entre les éprouvettes de laboratoire et la dimension de ces ouvrages nécessite encore de nombreux efforts, qui devraient inclure en particulier la réalisation d'essais mécaniques de grande dimension, et l'étude d'ouvrages instrumentés sur le long terme (Mieussens, 2000). Malgré ces réserves, il semble que les travaux récents de rhéologie des sols non saturés puissent constituer un apport intéressant pour une meilleure compréhension du comportement des ouvrages en terre, en termes hydraulique et mécanique. Cet article présente le comportement des sols compactés vu à la lumière de la mécanique des sols non saturés. Il sera suivi d'un autre travail montrant comment ces concepts peuvent être intégrés dans un cadre de modélisation.

Caractéristiques de compactage des sols

Les problèmes relatifs au comportement des sols compactés, et leur positionnement par rapport aux sols fins saturés peuvent être commentés à partir du diagramme de compactage de la figure 2. La situation des sols fins saturés est décrite par l'hyperbole de saturation, qui est une relation biunivoque entre le poids volumique sec γ_d et la teneur en eau w :

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + \frac{w\gamma_s}{\gamma_w}} \quad (1)$$

où γ_s et γ_w sont les poids volumiques des solides et de l'eau.

Sur cette hyperbole, le comportement du sol fin saturé est caractérisé par un certain nombre de paramètres mécaniques, raisonnablement indépendants de la position du point représentatif de l'état du sol sur le diagramme, c'est-à-dire de la densité ou de la teneur en eau : paramètres de déformabilité mécanique tels que l'indice de compressibilité œdométrique C_c ; caractéristiques de résistance au cisaillement c' et ϕ' ; paramètres de modélisation élasto-plastique de type Cam-clay (compressibilités élastique et plastique κ et λ , paramètre d'état critique M , etc.).

Dans l'ouvrage, le défaut de saturation des sols compactés place le point d'état $[w, \gamma_d]$ à l'intérieur du domaine borné par l'hyperbole de saturation et ces paramètres sont liés à l'histoire du matériau compacté en place, qui n'est pas forcément identique à celle du compactage en laboratoire. De plus, la densité et la teneur en eau ne suffisent pas pour caractériser les propriétés mécaniques : la structure de l'argile, le mode d'humidification et les déformations de cisaillement exercées lors du compactage engendrent une anisotropie mécanique. Il n'est pas rare d'observer *in situ* dans les planches d'essais un feuilletage qui réduit fortement la cohésion effective et l'angle de frottement effectif sur le plan horizontal. Ce feuilletage, induit par une humi-

⁽¹⁾ Une présentation de la mécanique non saturée est donnée dans Delage et Cui (2000 a et b).

dification périphérique ou par un cisaillement excessif sous l'action du compacteur ou du trafic de chantier, est à éviter en adoptant des caractéristiques et un mode de compactage adéquat ; si un doute subsiste sur son existence, il impose de connaître et de prendre en compte dans le calcul de l'ouvrage également les propriétés de résistance sur le plan horizontal qui contiendrait un tel feuilletage.

A l'intérieur de la zone délimitée par l'hyperbole, il n'existe plus de relation entre la densité et la teneur en eau, et un autre paramètre, le degré de saturation S_r , est nécessaire pour décrire l'état du sol, selon la relation :

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + \frac{W\gamma_s}{S_r\gamma_w}} \quad (2)$$

Graphiquement, le degré de saturation représente le rapport entre l'abscisse du point considéré et l'abscisse du point ayant le même poids volumique situé sur l'hyperbole de saturation ; plus la distance du point considéré à l'hyperbole est grande, plus le sol est désaturé. L'expression 2 montre également que les courbes d'isovaleurs de degré de saturation sont aussi des hyperboles. A proximité de l'hyperbole de saturation, dans une zone limitée par une hyperbole correspondant à un degré de saturation constant élevé, supérieur ou égal à 85 % selon les caractéristiques du sol et en particulier son indice de plasticité, le sol se retrouve dans un état quasi saturé, dans lequel l'air est sous la forme de bulles isolées. Dans cette zone, qui correspond aux branches humides des courbes de compactage, parallèles à l'hyperbole de saturation, la succion initiale – telle que définie plus loin – est quasiment nulle et des surpressions interstitielles dangereuses sont susceptibles d'apparaître lors de la construction d'un remblai homogène. On peut dans ce cas modéliser le comportement du sol comme celui d'un sol saturé par un fluide compressible, en utilisant le concept de contrainte effective élargi au fluide compressible.

Pour des degrés de saturation plus faibles, la phase air devient continue, avec apparition de ménisques eau-air, qui se localisent dans des pores de plus en plus petits au cours d'une désaturation (Fig. 1, voir Delage, 1987). L'équilibre du ménisque impose que la pression du côté concave du ménisque (pression du fluide non mouillant, l'air, soit u_a) soit supérieure à celle du fluide mouillant situé du côté convexe (pression d'eau u_w). On peut définir une pression capillaire $p_c = u_a - u_w$, qui est positive compte tenu de la remarque faite précédemment sur l'équilibre du ménisque ; en considérant conventionnellement la pression atmosphérique comme nulle, on voit que la pression de l'eau est négative au voisinage du ménisque. En fait, vu les forts niveaux atteints par la différence $u_a - u_w$ du fait de l'attraction exercée sur les molécules d'eau par les minéraux argileux, mécanisme complémentaire à l'action capillaire décrite précédemment, on utilise fréquemment la notion de succion $s = u_a - u_w$ qui englobe à la fois les effets capillaires et ceux dus à l'interaction chimique eau-argile (*Statement of the review panel*, 1965). Cette succion agit comme un lien au contact de deux particules de sol, soit par le biais d'un ménisque pour un sol granulaire, soit en mobilisant également les mécanismes d'adsorption eau-argile, dont l'ampleur est quantifiée macroscopiquement par les limites d'Atterberg ; l'effet des paramètres de plasticité sur les courbes de rétention d'eau se révèle ainsi être important (Black, 1962).

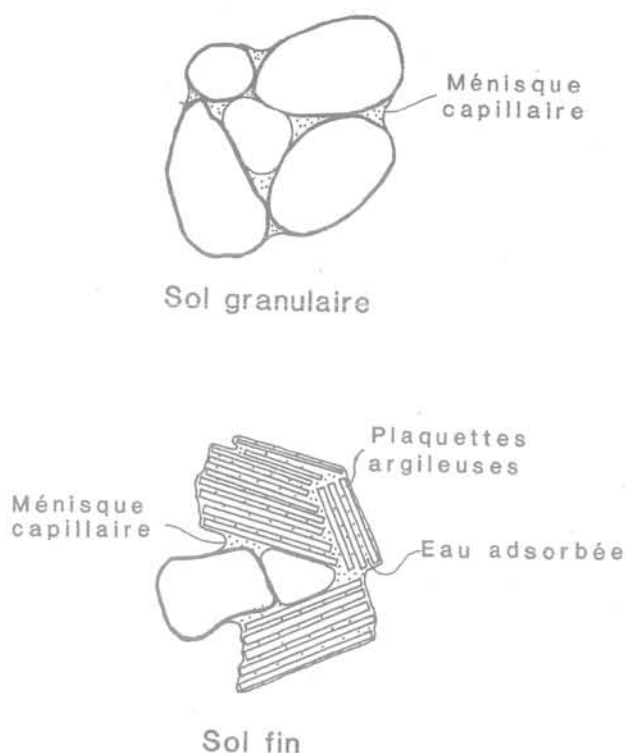


FIG. 1 Représentation schématique de l'eau au sein d'un sol non saturé (d'après Delage 1987) : a) sol granulaire ; b) sol fin.

Scheme of the position of water in an unsaturated soil (after Delage, 1987) : a) sand ; b) fine grained soil.

On peut affirmer en première analyse que, pour un sol donné, la succion est d'autant plus élevée que le degré de saturation est faible, c'est-à-dire que le point caractéristique dans le diagramme de compactage est éloigné de l'hyperbole de saturation. C'est ainsi que le séchage d'un sol, qui se fait à succion croissante, entraînera un déplacement du point caractéristique vers la gauche, et vers le haut si le sol se rétracte ; un remouillage, lors duquel la succion décroît, correspondra à un chemin horizontal vers la droite, pouvant descendre dans le cas d'un gonflement ; un autre chemin de succion décroissant s'obtient lors d'une compression à teneur en eau constante, qui correspond à un chemin vertical vers le haut, qui rapproche le point de l'hyperbole de saturation (Fig. 2). A tous ces points correspondent des caractéristiques mécaniques de déformabilité et de résistance maximales différentes ; elles dépendent de la densité et de la teneur en eau, et donc de la succion, qui est une fonction de ces deux paramètres et d'autres caractéristiques du sol, comme l'indice de plasticité.

Le tableau I donne les valeurs de succion mesurées sur divers sols de barrages, compactés à l'optimum Proctor normal. On n'observe pas de corrélation directe entre la succion et un autre paramètre caractéristique ; cependant, on observe que les sols granulaires à faible fraction argileuse (< 10 %) ont des succions de quelques dizaines de kPa ; quand la fraction argileuse dépasse 20 %, les succions sont supérieures à 100 kPa, avec des valeurs maximales voisines de 300 kPa.

En fait, la succion des sols compactés peu plastiques ne semble pas très sensible aux variations de densité pour les états significativement désaturés, comme le

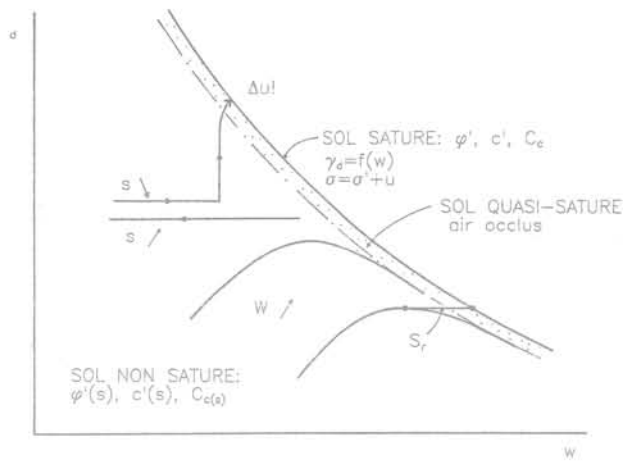


FIG. 2 Diagramme de compactage d'un sol.
Compaction diagram of a soil.

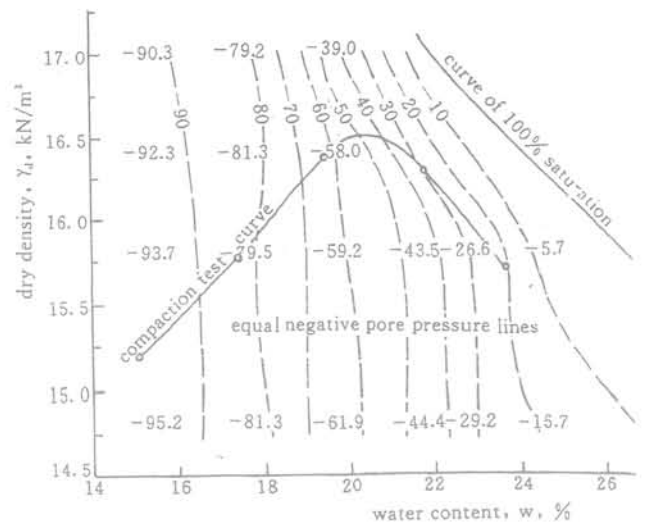


FIG. 3 Isovaleurs de succion d'un sol compacté (Li, 1995).
Constant suction curves of a compacted low plasticity loess (Li, 1995).

TABLEAU I Valeurs de succion de quelques sols compactés à l'optimum (d'après Fry et Delage, 1993).

Sol	Auteur	Succion	w_{opt}	% < 2 μ m	I_p	w_l
Gravier du Chambon	Fleureau	20 kPa	10	4	5	26
Lalybont silt	Bishop	30 kPa	10	4		
Sable argileux de La Verne	Fleureau	30 kPa	18	3	17	36
Gravier du Clou	Fleureau	50 kPa	7	6	2	23
Loess	Li	50 kPa	20,5	35	7	26
Limon de Jossigny	Delage	150 kPa	18	35	18	35
Argile sableuse	USBR	170 kPa	17	26	24	40
Mangla clay	Bishop	270 kPa	16	21	17	38
Selset clay	Bishop	350 kPa	11	20	17	33
Brown clay	Morris	300 kPa	29	33	43	68

montre la figure 3 (Li, 1995). Les courbes d'isovaleurs de succion représentées sur le diagramme de compactage de ce loess peu plastique ($w_l = 26$, $w_p = 19$, 32 % < 2 μ m) sont verticales pour les points suffisamment éloignés de l'hyperbole de saturation. Elles s'inclinent en lui devenant parallèles quand on s'en rapproche. La Figure montre que la succion à l'optimum est proche de 50 kPa. Des résultats analogues ont été présentés par Gens *et al.* (1995) sur le limon de Barcelone ($w_l = 30,5$, $w_p = 18,7$, 24 % < 2 μ m).

Les propriétés des sols compactés dépendent également de l'histoire hydromécanique du sol, c'est-à-dire du chemin suivi par le sol dans le diagramme (γ_d/w) pour en arriver à la position considérée. Ces propriétés variables, dont l'évolution est assez mal connue, rendent le problème complexe. C'est probablement la raison pour laquelle on s'est longtemps contenté de considérer les propriétés des échantillons compactés puis saturés. Il est cependant possible à présent de fournir un certain nombre d'éléments complémentaires permettant une meilleure compréhension du comportement mécanique des sols compactés.

3

Microstructure des sols compactés

Bien que les techniques développées en pédologie et en géologie de l'ingénieur pour l'étude de la microstructure des sols fins aient fait d'énormes progrès ces vingt dernières années, il ne semble pas que leur exploitation en géotechnique pour une meilleure compréhension du comportement hydromécanique des sols ait été suffisamment développée. Ceci vaut en particulier pour les sols compactés, qui ont pourtant fait l'objet d'un des premiers modèles de microstructure de sol dans un contexte géotechnique, avec la théorie de Lambe (1958-a). Ce modèle est encore régulièrement évoqué dans les ouvrages d'enseignement, il est à la base des notions de structures floculée et dispersée (Fig. 4). Ce modèle repose sur la théorie de la double couche (voir Mitchell, 1993), selon le principe suivant : un sol du côté humide de l'optimum possède suffisamment d'eau pour que la double couche d'ions attirés électriquement par les plaquettes argileuses puisse se développer intégralement.

Dans de telles conditions, l'action prédominante entre deux plaquettes voisines serait une action de répulsion due à cette double couche, et il en résulterait après compactage un arrangement de particules avec des orientations essentiellement parallèles, définissant une structure dispersée. Du côté sec, la quantité d'eau est insuffisante pour un développement complet de la double couche. La distance entre deux feuilletts argileux est plus faible, ce qui confère aux actions d'attraction de Van der Waals un rôle prédominant, et conduit à la floculation, avec davantage de liaisons bord-face, et agrégation des plaquettes les unes avec les autres ; il en résulte la formation de flocons qui, comprimés les uns contre les autres constituent la structure globale. Ce modèle est basé sur une théorie initialement développée sur des suspensions colloïdales d'argiles dans l'eau (Van Olphen, 1977), et il n'évoque que faiblement les phénomènes capillaires et leur influence mécanique d'attraction entre les particules.

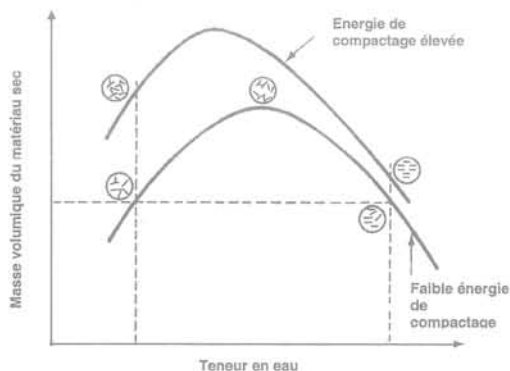


FIG. 4 Modèle de Lambe (1958a) pour la structure des sols compactés.
Lambe's model (1958a) of the structure of compacted soils.

L'observation en microscopie électronique à balayage sur des échantillons déshydratés avec soin pour éviter les effets dus à la rétraction lors du séchage permet d'identifier des différences essentielles entre deux échantillons compactés à la même densité, mais situés de part et d'autre de l'optimum, du côté humide et du côté sec (Delage *et al.* 1996). La figure 5 montre les résultats obtenus sur un limon des plateaux de l'Est parisien, le limon de Jossigny, dont les caractéristiques de compactage sont illustrées par la figure 6, et précisées dans le tableau II. Bien que la densité des échantillons testés soit identique ($\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$), les deux échantillons présentent un aspect singulièrement différent : l'échantillon compacté du côté sec présente un aspect granulaire marqué, avec des agrégats de particules limoneuses de diamètre compris entre 10 et 20 microns. Les plaquettes argileuses, qui correspondent à une proportion non négligeable de 38 % en masse, ne sont que peu apparentes sur le cliché. En fait, elles sont fortement collées sur les grains, et leur confèrent un aspect de surface déchiqueté. L'apparence du sol compacté du côté humide est foncièrement différente. Les grains de limon ne sont plus apparents, on les devine derrière un voile constitué des plaquettes argileuses hydratées (on a ici $w = 21,5 \%$). La fraction argileuse massive de 38 % est extrêmement présente

en termes de volume, puisqu'elle est en quantité suffisante pour constituer une matrice qui enrobe complètement les grains de limon. L'échantillon compacté au Proctor normal a une apparence plutôt granulaire, à l'instar de l'échantillon sec, mais avec une évidence moindre de l'organisation en agrégats.

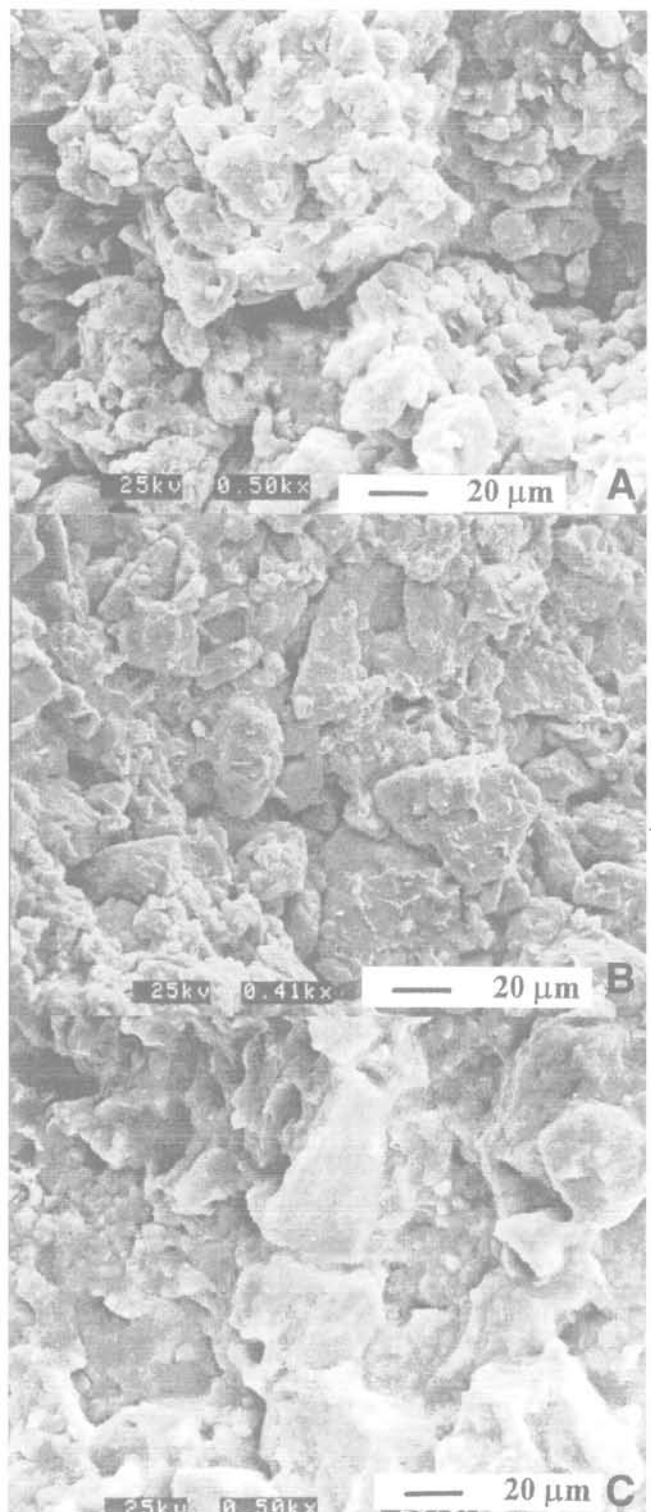


FIG. 5 Microstructure du limon de Jossigny au microscope électronique à balayage (Delage *et al.*, 1996) : a) côté sec ; b) optimum Proctor normal ; c) côté humide.
Microstructure of the Jossigny silt, observed using the scanning electron microscope (Delage *et al.*, 1996) : a) dry side ; b) wet side ; c) Proctor normal optimum.

TABLEAU II Caractéristiques du limon de Jossigny.

W_i	w_p	I_p	< 2 μm	> 60 μm	Teneur en eau à l'optimum	Poids volumique à l'optimum	Poids volumique des solides
37 %	19 %	18 %	34 %	10 %	18 %	16,7 kN/m ³	27,2 kN/m ³

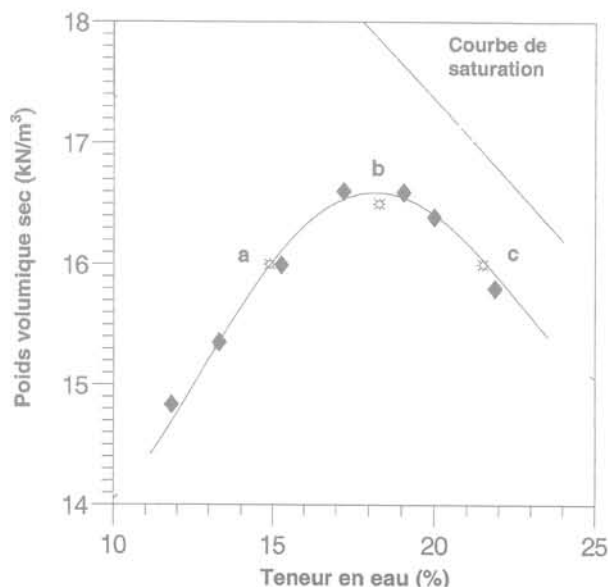


FIG. 6 Courbe de compactage du limon de Jossigny.
Compaction curve of the Jossigny silt.

Ces observations sont confirmées par les mesures de porosimétrie au mercure présentées en figure 7. La porosimétrie au mercure (Pellerin, 1979) permet de définir approximativement la distribution de la taille des pores d'un milieu donné ; on peut affirmer, pour simplifier, qu'elle est aux pores ce que la granulométrie est aux grains du sol. On observe pour le sol compacté du côté sec une double distribution définissant une famille de gros pores qui correspondent à la porosité inter-agrégats observée sur la figure 5a, et une famille de pores plus petits correspondant aux pores intra-agrégats. Le rayon lu ici des pores inter-agrégats (4 μm) est plus faible que celui observée en microscopie (20 μm). Ceci est caractéristique de la porosimétrie au mercure, qui ne sait déterminer que des rayons d'accès aux pores, qui peuvent être largement inférieurs aux dimensions réelles du pore lui-même. La courbe de l'échantillon compacté du côté humide est en revanche unimodale. Ceci correspond à la prédominance des particules argileuses observée sur la figure 5c. En d'autres termes, le mercure n'a reconnu lors de son intrusion que les pores de la matrice argileuse au sein de laquelle sont baignés les grains de limon. D'après la porosimétrie, l'accès à ces pores à un rayon de 0,45 μm . L'échantillon compacté à l'optimum a une courbe intermédiaire entre les deux précédentes. Une seule famille est apparente, comparable à la porosité intra-agrégats de l'échantillon sec, mais une partie non négligeable de la porosité totale (40 %) est mal classée, avec des diamètres variant entre 0,5 et 50 μm . Cette caractéristique peut être associée à un certain désordre, qu'on observe sur la photo de la figure 5b.

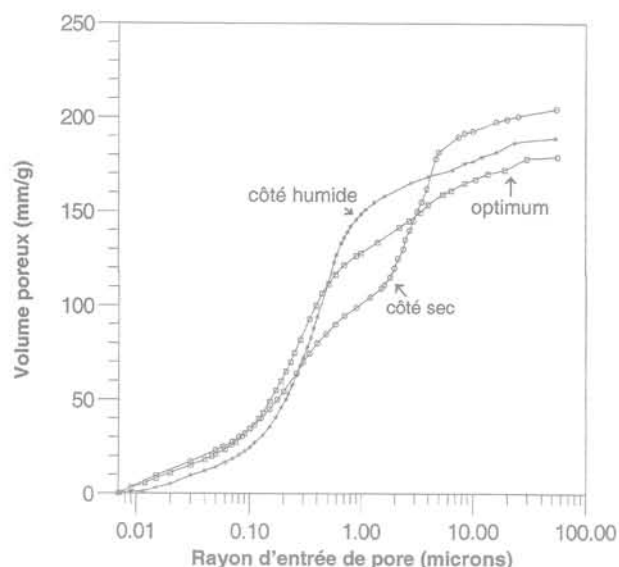
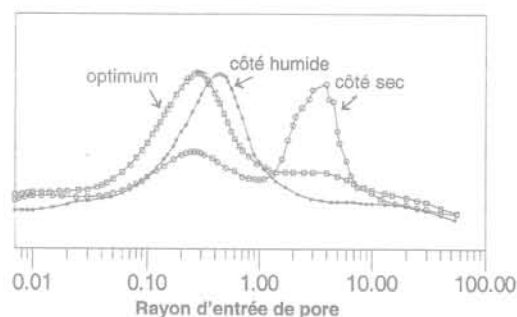


FIG. 7 Courbes porosimétriques du limon de Jossigny compacté (Delage et al. 1996).
Pore size distribution curves of the compacted Jossigny silt (Delage et al. 1996).

Ces résultats, qui montrent que le modèle théorique de Lambe (1958-a) mérite d'être reconsidéré à la lumière d'observations directes, permettent un certain nombre de considérations d'ordres mécanique et hydraulique. Ils confirment les observations de Lambe (1958-b) montrant, à l'aide d'essais de perméabilité sur échantillons compactés puis inondés, que la perméabilité du sol compacté du côté sec est supérieure à celle du sol côté humide, du fait de la présence de pores plus grands entre les agrégats, avec une diminution de deux ordres de grandeur du coefficient de perméabilité en saturé d'une argile sableuse (10^{-7} à 10^{-9} m/s) entre un point situé du côté sec ($w = 12\%$, $\rho_d = 1,85$ Mg/m³, $S_r = 63\%$) et du côté humide (15% , $1,95$ Mg/m³, $S_r = 95\%$) de l'optimum Proctor (14% , $1,98$ Mg/m³, $S_r = 92\%$). La valeur de 10^{-9} m/s est atteinte à partir d'une teneur en eau $w_{opt} + 1$ ($w = 15\%$), la perméabilité

restant approximativement constante à cette valeur pour tous les points de la courbe Proctor qui longe l'hyperbole. Ces tendances ont été confirmées par Garcia-Bengochea *et al.* (1978), Juang et Holtz (1985), qui ont intégré des écoulements de type Poiseuille dans différents modèles de milieux poreux basés sur les courbes porosimétriques. L'effet de la porosité interagrégats se fait clairement sentir. Si l'on considère que les pores emplis d'eau sont les pores de plus petites dimensions, on voit que du côté sec de l'optimum, avec un degré de saturation de 60 %, seuls les agrégats sont hydratés, les pores intergranulaires étant emplis d'air. Les observations microstructurales précédentes montrent également que l'échantillon humide doit avoir un comportement proche de celui d'un sol fin, du fait de la prédominance volumique de la phase argileuse hydratée. Dans une telle microstructure, la quantité d'air, qui correspond ici à un degré de saturation de 86 %, se trouve sous forme de bulles occluses, qui sont difficiles à expulser par compression, du fait de l'absence de connexions entre elles. C'est ainsi qu'il est impossible, à teneur en eau constante, d'atteindre par compactage l'état saturé. Le parallélisme entre la branche humide de la courbe Proctor et l'hyperbole de saturation est à relier à ce degré de saturation résiduel en air.

C'est dans ce type de microstructure que s'initie la génération des surpressions interstitielles, par compression des bulles d'air occluses, jusqu'à atteindre une valeur positive de la pression d'eau. Une autre conséquence de cette situation observée lors de la réalisation des ouvrages est le matelassage : le passage de l'engin de compactage comprime élastiquement les bulles contenues dans le sol, qui reprennent leur volume initial après le passage de l'engin.

D'un point de vue mécanique, le sol compacté sec aura un comportement de type granulaire frottant, alors que le sol compacté humide comporte une matrice argileuse, qui jouera un rôle de lubrifiant, avec un frottement macroscopique dit « intergranulaire » plus faible. Du fait de l'absence de la classe de pores intergranulaire et de la plus grande densité qui en résulte, l'échantillon compacté à l'optimum Proctor aura, une fois saturé, les meilleures caractéristiques mécaniques, tant en termes de déformabilité que de résistance maximale.

A l'échelle microscopique, ces observations confirment le mécanisme observé sur chantier lors de la mise en œuvre de massifs de sol compacté : un sol plus sec sera constitué de mottes plus rigides et plus résistantes, dont il restera une trace après le passage de l'engin de compactage. Les vides d'air entre les mottes pourront subsister, mais pourront engendrer des tassements différés lors de la première mise en eau d'un barrage ou lors de redistributions d'eau dues à la capillarité et éventuellement alimentées par la nappe. Inversement, un sol compacté humide paraît plus malléable et formera après le passage de l'engin un massif plus continu et déformable ; dans les massifs compactés destinés à assurer des fonctions d'imperméabilité (barrages en terre, tapis imperméables pour le confinement de déchets), on favorise le pétrissage (Kouassi *et al.*, 2000), qui augmente le degré de destruction des agrégats, par l'utilisation de compacteur à pieds dameurs ou à pieds de mouton, ce qui permet de réduire encore la perméabilité.

L'optimum Proctor se retrouve ainsi être la teneur en eau pour laquelle les mottes ne sont pas trop mal-

léables, mais également pas trop rigides pour pouvoir être cassées en favorisant l'expulsion de l'air lors du passage de l'engin, en conférant au matériau une densité macroscopique maximale. La figure 8 (Cabot et Le Bihan, 1993) décrit ce phénomène au niveau macroscopique, en montrant l'influence de la teneur en eau et de l'énergie de compactage sur la constitution du matériau compacté. Ces notions de microstructure des sols compactés ont été utilisées dans la pratique pour la réalisation d'écrans étanches ou de revêtements imperméables pour les lacs artificiels ou les dépôts de déchets liquides ou solides (Auvinet et Espinoza, 1979 ; Benson et Daniel, 1990).

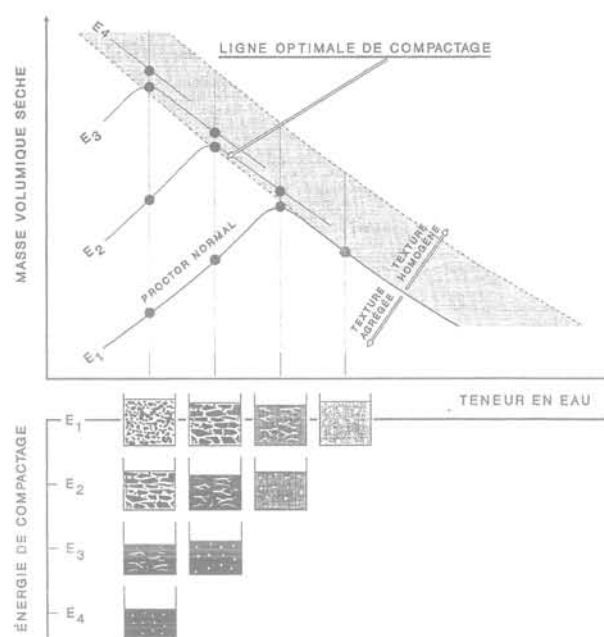


FIG. 8 Évolution de la structure d'une argile compactée en fonction de la teneur en eau et de l'énergie de compactage (Cabot et Le Bihan, 1993).

Changes in the structure of a compacted clay, as a function of the water content and density (Cabot et Le Bihan 1993).

Microstructure et compression volumique

L'évolution de la microstructure d'un sol compacté du côté sec peut être observée en utilisant les résultats de Sridharan *et al.* (1971), qui ont réalisé des essais porosimétriques sur des échantillons compactés à la même teneur en eau, mais à des indices des vides décroissants obtenus en appliquant des contraintes de compactage de plus en plus fortes. On observe sur la figure 9 que la diminution de volume se fait par l'écrasement des plus gros pores remplis d'air, une contrainte de plus en plus forte affectant des pores de plus en plus petits. Ce phénomène a déjà été observé sur des argiles molles saturées (Delage et Lefebvre 1984). Il explique également le fait que le tassement des sols non saturés, où l'air est continu, se fait quasi instantanément par expulsion et compressibilité immédiate de l'air, et réorganisation locale des ménisques d'eau, sans aucun transfert liquide.

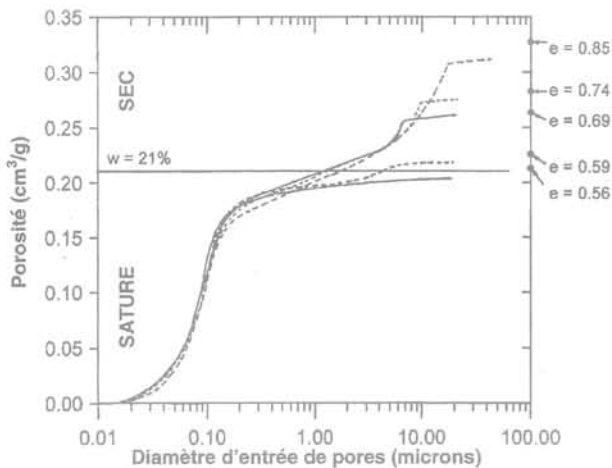


FIG. 9 Effet de la compression sur la porosimétrie d'une kaolinite compactée (Sridharan *et al.* 1971).

Effect of compression on the pore size distribution curve of a compacted kaolinite (Sridharan *et al.* 1971).

Ce phénomène est illustré par les courbes de tassement en fonction du temps obtenues en réalisant un essai de compression œdométrique à teneur en eau constante sur un limon de Jossigny compacté. Ce type d'essai est assez simple à réaliser dans un laboratoire de mécanique des sols classique, pourvu que les précautions nécessaires pour lutter contre l'évaporation de l'eau soient prises, et qu'on utilise des pierres poreuses sèches afin de ne pas modifier la teneur en eau du sol. Il présente l'intérêt de donner la compressibilité réelle du sol compacté, qui est très différente de celle qui serait obtenue après saturation. Le dispositif idéal pour ce type d'essai a été présenté par Yoshimi et Osterberg (1963). Une variante adaptable à des œdomètres classiques est illustrée en figure 10. Il consiste à isoler l'éprouvette de l'air ambiant par un film plastique reliant le piston à la cellule, et à saturer de vapeur d'eau l'ambiance à l'intérieur de la cellule œdométrique en y plaçant un petit récipient rempli d'eau. Un contrôle effectué avant et

après un essai d'une semaine montre une diminution de la teneur en eau du sol inférieure à 0,5 point. Après la phase initiale de tassement instantané, les courbes de la figure 11 ont une allure linéaire en fonction du logarithme du temps, ce qui montre que le fluage des sols non saturés à teneur en eau constante obéit aux mêmes règles que la plupart des autres matériaux. Ces courbes montrent également qu'un essai de compressibilité à teneur en eau constante peut être réalisé assez rapidement, puisqu'il n'est pas nécessaire d'attendre, comme dans le cas saturé, la dissipation de surpressions interstitielles. Il semble qu'une durée de l'ordre de 30 minutes, analogue à celle adoptée par Murayama *et al.* (1984) pour l'étude du fluage des sables, soit suffisante pour un incrément de chargement.

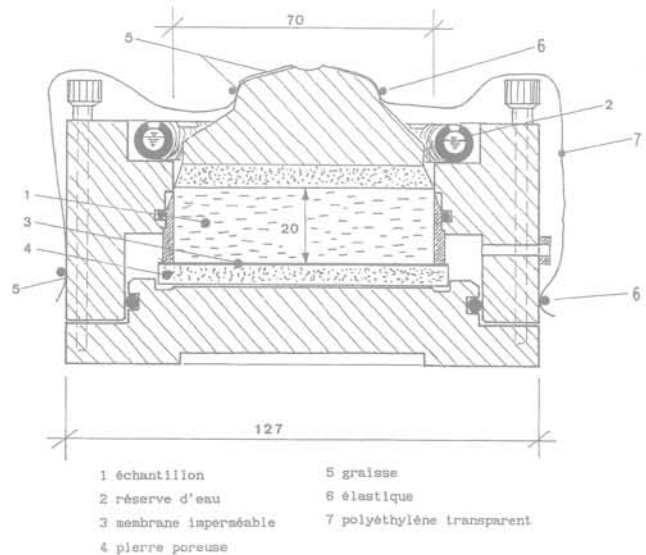


FIG. 10 Cellule œdométrique pour essai à teneur en eau constante : 1) échantillon ; 2) réserve d'eau ; 3) membrane imperméable ; 4) pierre poreuse ; 5) graisse ; 6) élastique ; 7) film imperméable transparent.

Oedometer cell used for constant water content tests : 1) sample ; 2) water reservoir ; 3) impermeable membrane ; 4) porous stone ; 5) grease ; 6) o-ring ; 7) impermeable polythene film.

Dans leur étude de la compressibilité des sols compactés à teneur en eau constante, Yoshimi et Osterberg (1963) ont mis en évidence un certain nombre de traits de comportement caractéristiques. En montrant que la cinétique du tassement était indépendante de l'épaisseur de l'échantillon œdométrique, ils ont confirmé l'absence de transfert d'eau au sein de l'éprouvette non saturée en cours de compression. En testant à l'œdomètre un échantillon préalablement compacté statiquement à une contrainte connue, ils ont montré que l'échantillon gardait précisément la mémoire de sa contrainte de compactage. Ceci est illustré sur la figure 12 dans le cas d'une éprouvette de limon de Jossigny compacté à une teneur en eau de 22 % et une densité de 15,6 kN/m³ en appliquant lors du compactage statique une contrainte verticale maximale de 220 kPa. La forme de la courbe montre bien un comportement surconsolidé pseudo-élastique en dessous de cette valeur, et normalement consolidé au-dessus. La nature surconsolidée des sols compactés a été confirmée de manière plus approfondie

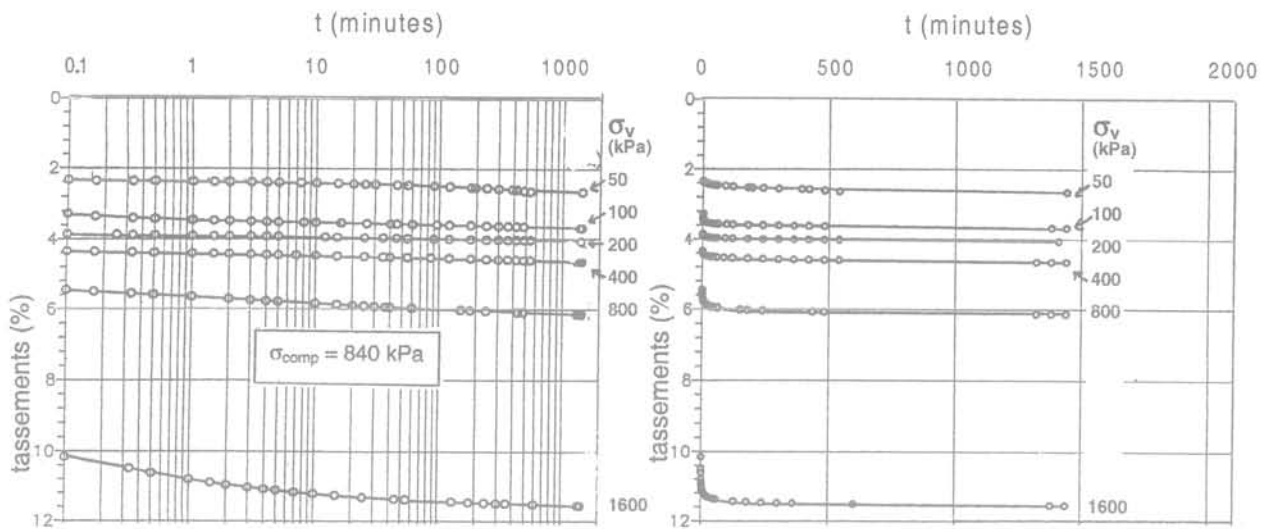


FIG. 11 Courbes de tassement en fonction du temps lors d'un essai à teneur en eau constante sur sol compacté (limon de Jossigny) : a) logarithmique ; b) linéaire ($w = 15,3 \%$, $\gamma_d = 16,1 \text{ kN/m}^3$).
Settlement as a function of time, observed in a constant water content compression test on a compacted sample (Jossigny silt) : a) logarithmic ; b) linear ($w = 15,3 \%$, $\gamma_d = 16,1 \text{ kN/m}^3$).

die dans un cadre élasto-plastique (Alonso *et al.*, 1990) en tenant compte également des aspects déviatoriques du comportement dans Cui et Delage (1996). Au sein d'un remblai, il existe donc au niveau des couches supérieures une épaisseur de sol compacté ou la contrainte verticale est inférieure à la contrainte de compactage, qui ne présentera que des tassements faibles correspondant à la zone surconsolidée définie sur la figure 12. Pour les couches situées à une plus grande profondeur à partir de la surface du talus du remblai, le sol est comprimé à des niveaux de contrainte supérieure à celle qu'il a vécu lors du compactage, et il subira des tassements plus forts lors de la

mise en place des couches supérieures. Il existe ainsi une épaisseur critique, de l'ordre de 11,5 m dans le cas du sol de la figure 12, au-delà de laquelle des déformations de tassement d'un ordre supérieur sont à attendre. Cette épaisseur a son importance en termes de générations de pressions interstitielles positives en cours de construction, en particulier pour les ouvrages en terre (barrages, remblais) homogènes de hauteur comprise entre 10 et 30 m.

La figure 13 montre l'effet conjugué de la teneur en eau et de la densité sur la compressibilité d'un sol compacté. On observe en comparant les courbes 1 et 2 (poids volumiques secs voisins – 16,1 et 15,95 kN/m^3 – et teneurs en eau de 16 et 18 % respectivement) qu'à

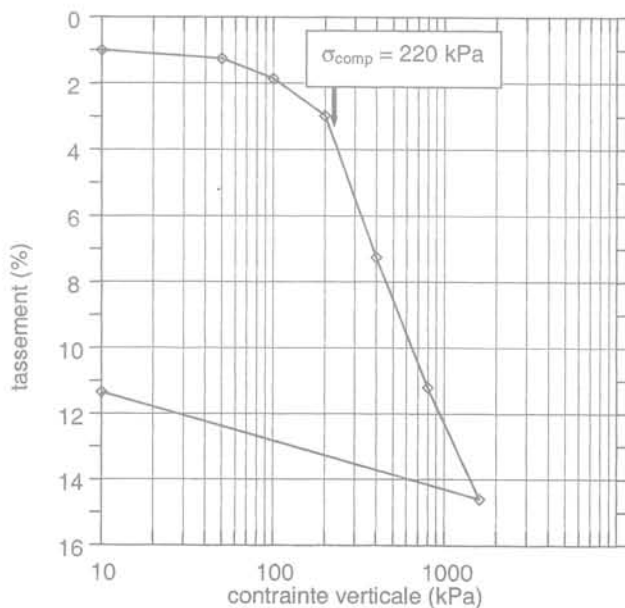


FIG. 12 Compression œdométrique d'un sol compacté (limon de Jossigny, $w = 22 \%$, $\gamma_{di} = 15,6 \text{ kN/m}^3$) : mémoire de la contrainte de compactage ($\sigma_{comp} = 220 \text{ kPa}$).
Oedometer compression of a compacted soil (Jossigny silt, $w = 22 \%$, $\gamma_{di} = 15,6 \text{ kN/m}^3$) : memory of the compaction stress ($\sigma_{comp} = 220 \text{ kPa}$).

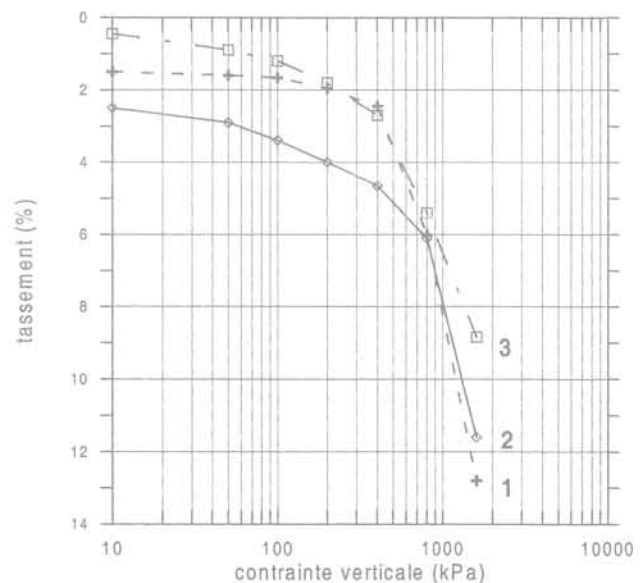


FIG. 13 Effets de la teneur en eau et de la densité sur la compressibilité d'un sol compacté (limon de Jossigny).
Effects of water content and density on the compressibility of a compacted (soil Jossigny silt).
1 $\gamma_w = 16,10 \text{ kN/m}^3$, $w = 16 \%$, 2 $\gamma_w = 15,95 \text{ kN/m}^3$, $w = 18 \%$, 3 $\gamma_w = 16,55 \text{ kN/m}^3$, $w = 20 \%$.

densité égale, le sol le plus humide est le plus compressible. La courbe 3 montre cependant que l'influence de la densité est prépondérante, puisque l'éprouvette compactée à un poids volumique sec de $16,55 \text{ kN/m}^3$ et à une teneur en eau de 20 % est moins compressible que les deux précédentes. On note également sur la figure que le tassement instantané est d'autant plus faible que la teneur en eau est élevée.

5

Comportement volumique des sols compactés

A côté de l'essai à teneur en eau constante décrit précédemment, deux autres types d'essais sont réalisables sur une éprouvette de sol compacté (Fig. 14). Le plus simple consiste à remouiller l'éprouvette sous une faible contrainte, pour ensuite procéder à un essai de compression classique de l'éprouvette inondée. En fait, la condition de saturation totale n'est pas nécessairement remplie lors de l'inondation, qui ramène en revanche la valeur de la succion exactement à zéro. Des piégeages de bulles d'air peuvent faire en sorte que le degré de saturation soit légèrement inférieur à 100 %, et cela se traduit par un tassement instantané lors des phases de chargement œdométrique, qui correspond à la compression des bulles d'air occluses. Par rapport à un chargement à teneur en eau constante, idéalement représenté en figure 14 (ab), le remouillage sous faible contrainte (ac) se traduit, dans le cas d'un sol non gonflant considéré ici, par une légère augmentation de volume correspondant au relâchement de la succion depuis sa valeur initiale s_0 jusqu'à zéro. L'expérience montre que la phase de compression qui suit (cd) engendrera toujours des déformations supérieures à celles observées à teneur en eau constante. De nombreux travaux expérimentaux ont montré que, sous une contrainte donnée suffisamment élevée et pour un sol non gonflant, c'est à l'état saturé qu'est obtenu le plus faible indice des vides d'un sol. Cette constatation est à la base de la méthode dite du double œdomètre développée par Jennings et Knight (1957) pour la détermination du potentiel d'effondrement des sols.

Un troisième essai possible est l'essai à succion contrôlée (ae), égale à la succion initiale de l'échantillon compacté. Dans ce cas, les déformations observées sont plus faibles qu'à teneur en eau constante (Fig. 14a et b). A teneur en eau constante, l'échantillon comprimé se rapproche de la saturation et voit sa succion décroître, ce qui correspond à un ramollissement. La valeur constante de la succion imposée par son contrôle empêche un tel ramollissement, ce qui explique une déformabilité moindre. La réalisation de ce type d'essai est plus délicate. Le plus souvent, on utilise la technique dite de translation d'axe, dans laquelle un dispositif particulier dû à Richards (1941) permet d'appliquer au sein de l'échantillon une contre-pression d'air u_a positive tout en maintenant la pression d'eau u_w égale à la pression atmosphérique, prise conventionnellement pour nulle. On obtient bien ainsi une condition de succion $\sigma = u_a - u_w$ positive et égale à la valeur de la pression d'air imposée. Barden *et al.* (1969) présentent de tels essais œdométriques à succion contrôlée. Une autre technique consiste à mettre le sol au contact d'une membrane semi-perméable derrière laquelle circule une solution aqueuse de molécules de

polyéthylène glycol (PEG) de grandes dimensions (Kassif et Ben Shalom, 1971 ; Delage *et al.*, 1987). Comme la membrane est perméable à l'eau mais ne laisse pas passer les molécules, elle permet l'application d'une succion osmotique d'autant plus élevée que la concentration en PEG est forte. On a récemment pu étendre la gamme d'application de cette technique à des succions de l'ordre de 10 MPa (Delage *et al.*, 1998). L'intérêt des essais à succion contrôlée est fondamental, dans la mesure où il permet l'investigation séparée des effets respectifs des deux variables de contraintes utilisées en mécanique des sols non saturés, qui sont la contrainte moyenne totale nette $p - u_a$ et la succion $u_a - u_w$ (Coleman 1962, Fredlund et Morgenstern 1977). Une dernière remarque concernant les essais œdométriques à succion contrôlée concerne le mode de chargement. L'utilisation classique d'œdomètres avec chargement rapide et doublement de la charge à chaque incrément s'est en fait révélée inadaptée pour les sols non saturés. Pour les sols saturés, ce type de chargement correspond à un chargement progressif du squelette, qui intervient lors de la dissipation des pressions interstitielles. Pour un sol non saturé, il s'agit au contraire d'un mode brutal, qui se traduit par un tassement instantané, une expulsion d'air et une diminution soudaine de la succion, qui est ensuite ramenée à sa valeur initiale par le système de contrôle. L'expérience a montré que cette régulation pouvait nécessiter une dizaine d'heures (Delage et De Silva, 1993). Il convient donc d'adopter un mode de chargement lent de type essai drainé, afin qu'en tout instant la variation de succion engendrée par la compression soit régulée par le système, et ainsi maintenue à la valeur souhaitée (Cui et Delage, 1996). Il est donc préférable de réaliser les essais de compression œdométrique à succion contrôlée à vitesse constante lente ($2 \mu\text{m}$ par minute) sur une presse triaxiale. Un tel essai ne dure en fait qu'une journée, ce qui est intéressant par rapport à la procédure classique.

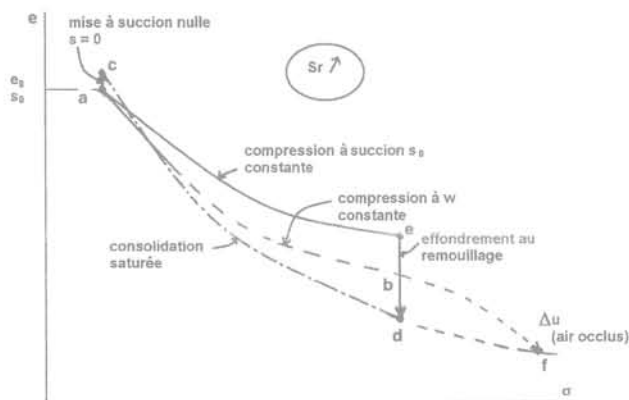


FIG. 14 Divers types d'essais de compression réalisables sur un sol compacté (à degré de saturation croissant).

Various possible compression tests on a compacted soil (degree of saturation increasing).

Comme on l'a vu, les différentes réponses possibles d'un sol compacté sont représentées en figure 14. Les différents indices des vides obtenus sous la contrainte σ (points e, b, d) selon le chemin suivi (ae : succion constante, ab teneur en eau constante et acd : inondation et compression à succion nulle) permettent d'introduire le phénomène d'effondrement, qui se produit quand la succion est réduite à zéro par inondation sous une charge σ constante, à partir des points e ou b. Cette

diminution de succion des échantillons en e ou b engendre un tassement qui aboutit au point d de la courbe de compression à succion nulle.

Par ailleurs, on observe qu'aux fortes contraintes, les deux courbes à teneur et succion constante finissent par rejoindre la courbe saturée. En d'autres termes, la contrainte est toujours capable d'atteindre un niveau à partir duquel son action est prépondérante par rapport à celui de la succion, que celle-ci soit constante ou non. Cette intersection correspond, dans le cas de la construction des barrages, au début de la génération des pressions interstitielles positives.

Il est possible de représenter les courbes de la figure 14 dans un diagramme indice des vides – contrainte nette en utilisant la succion comme troisième variable. On obtient alors la représentation graphique en trois dimensions de la figure 15, qui n'est autre que la surface d'état définie par Matyas et Radhakrishna (1968). Ces auteurs ont réalisé de nombreux essais suivants différents chemins de contrainte et de succion sur un sol compacté, et ils ont montré que, dans des conditions de degré de saturation croissante, les points obtenus expérimentalement se situaient tous sur cette surface. Les essais correspondant étaient réalisés soit par chargement à succion constante, soit par remouillage sous contrainte constante. Comme on l'a vu, les essais à teneur en eau constante sont également situés sur cette surface. Cette notion de surface d'état constitue en fait la première modélisation publiée capable de décrire, en conditions de saturation croissante, les variations volumiques d'un sol compacté en fonction des changements de contrainte et de succion. La première implantation de ce concept dans un code de calcul aux éléments finis pour la modélisation des barrages en terre est due à Alonso *et al.* (1988). Cette notion est également utilisée dans le code U-Dam (Nanda *et al.*, 1993), qui sera décrit dans un article suivant. On observe qu'il existe une surface d'état unique pour une densité et une teneur en eau initiales données, et on a vu que les variations de densité ont une influence importante sur les propriétés de compressibilité des sols non compactés. Idéalement, une grande dispersion des densités au sein d'un ouvrage devrait inciter à étudier leur effet sur la forme de la surface d'état.

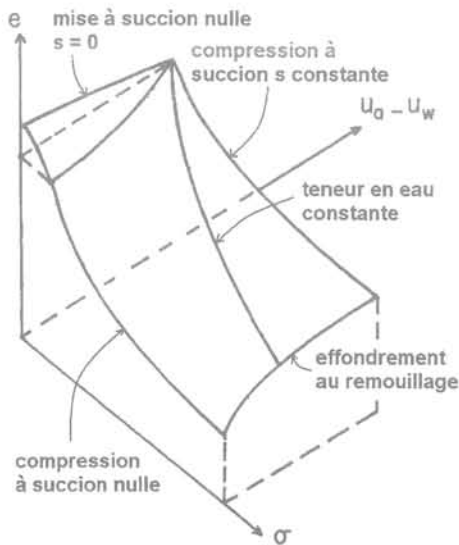


FIG. 15 Surface d'état d'un sol compacté (d'après Matyas et Radhakrishna, 1968).
State surface of a compacted soil (after Matyas et Radhakrishna, 1968).

Résistance au cisaillement

Les résultats de la figure 16, obtenus avec un appareil triaxial à succion contrôlée par un dispositif osmotique (Delage *et al.*, 1987), illustrent les aspects déviatoriques du ramollissement dû à la diminution de la succion, autant en termes de module de cisaillement que de résistance maximale. Ils montrent comment, sous un état de contrainte totale constant, une diminution de succion due à un remouillage intervenant soit lors de la construction d'un ouvrage en terre, soit lors de sa mise en eau s'il s'agit d'un barrage, peut engendrer des déformations de distorsion et des redistributions de contrainte non négligeables.

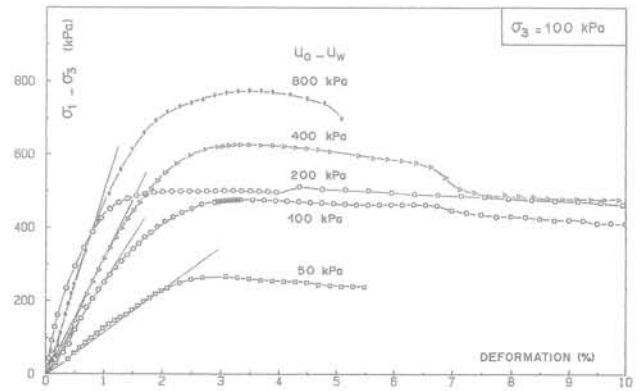


FIG. 16 Essais triaxiaux à succion contrôlée sur un limon compacté (limon de Jossigny, Delage *et al.*, 1987).

Suction controlled triaxial shear tests on a compacted silt (Jossigny silt, Delage *et al.*, 1987).

L'incidence de la succion sur la cohésion et l'angle de frottement est moins claire et semble dépendre du type de sol considéré, comme le montre la figure 17 (Delage et Graham, 1995) qui regroupe des résultats obtenus sur divers sols : Loess compacté de Trois Rivières (Maâtouk *et al.*, 1995, triangles retournés), argiles de Guadalix et de Madrid (Escario et Saez, 1986, carrés et triangles respectivement), et limon de Jossigny (Delage *et al.*, 1987, losanges). Sur la figure, les points représentatifs de l'angle de frottement (axe des ordonnées de gauche) sont en noir, et ceux représentant la cohésion (axe des ordonnées de droite) en « blanc ». Dans tous les cas, une succion croissante engendre une augmentation de la résistance mécanique du sol, qui se fait toujours par augmentation de la cohésion à partir de valeurs proches de zéro ; l'observation de la figure montre que cette augmentation est analogue pour les deux argiles et le limon : une succion de 100 kPa donne une cohésion de l'ordre de 100 kPa, et une succion de 600 kPa donne une cohésion de l'ordre de 200 kPa. L'augmentation de cohésion est bien plus forte pour le loess de Trois Rivières. Cette augmentation peut s'interpréter comme le renforcement de liens de cimentation entre les particules ou les agrégats de particules ; dans les sols fins, ce lien inter-agrégats est constitué d'argile hydratée qui colle les agrégats entre eux, est dont la force augmente avec la succion.

Conclusion

Un certain nombre de concepts de la mécanique des sols non saturés ont été développés pour permettre une meilleure compréhension des phénomènes intervenant dans le comportement des sols compactés, et donc des ouvrages en remblai. Ce lien avec la mécanique des sols non saturés est assez rarement fait dans la pratique, alors qu'il facilite la compréhension du fonctionnement des ouvrages en terre. Le paramètre important pris en compte est la succion de l'eau interstitielle et ses variations, qu'on associe au diagramme de compactage. La microstructure des sols compactés est décrite, et les grands traits déjà observés sur d'autres sols sont vérifiés pour le limon de Jossigny, avec une structure en agrégats du côté sec, et une structure matricielle du côté humide. Les réponses en compression des sols compactés sous diverses conditions sont décrites, et permettent d'aboutir à la notion de surface d'état, qui constitue une première modélisation assez simple du comportement volumique des sols compactés sous des variations décroissantes du degré de saturation. En termes de résistance au cisaillement, les quelques données expérimentales actuellement disponibles montrent que le sol se renforce quand la succion augmente et qu'il sèche, par une augmentation de cohésion. En revanche, le sens des variations de l'angle de frottement varie selon la nature du sol, et probablement ses paramètres de compactage, densité et teneur en eau. Ici, des investigations expérimentales sont nécessaires pour éclairer davantage un point finalement encore assez mal connu. Les traits de comportement décrits dans cet article permettent d'aboutir à une modélisation simplifiée du comportement des ouvrages en remblai, qui sera abordée dans une prochaine publication.

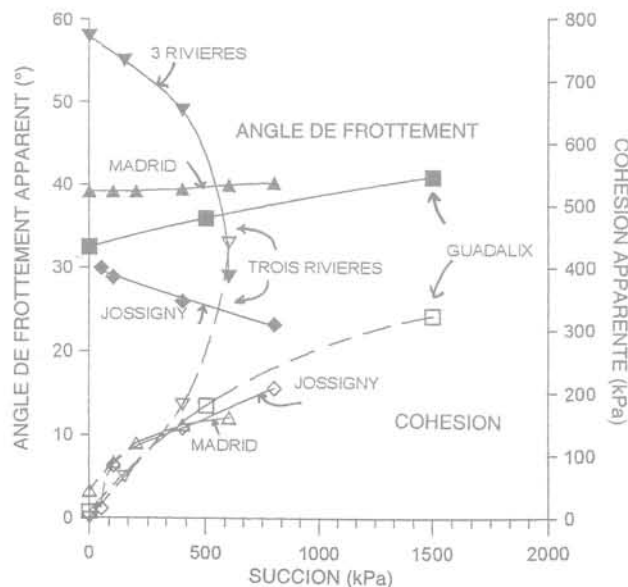


FIG. 17 Propriétés de résistance au cisaillement de divers sols (d'après Delage et Graham, 1995).
Shear strength properties of various soils (after Delage et Graham, 1995).

Bibliographie

- Alonso E.E., Gens A., Josa A. – « A constitutive model for partially saturated soils ». *Géotechnique* 40, 1990, p. 405-430.
- Alonso E.E., Battle F., Gens A., Lloret A. – « Consolidation analysis of partially saturated soils. Application to earth-dams construction ». *Proceedings of the International Conference on Numerical Methods in Geotechnics*, Innsbruck, vol. 3, 1988, p. 1303-1308.
- Auvinet G., Espinoza J. – « Impermeabilization of a 300 hectares cooling pond ». *Proceedings, Symposium on permeability and groundwater contaminant transport*, Philadelphia ASTM, Special Technical Publication 746, 1979, p. 151-167.
- Benson C., Daniel D. – « Influence of clods on hydraulic conductivity of compacted clays ». *Journal of Geotechnical Engineering*, 116 (8), 1990, p. 1231-1248.
- Bishop A.W. – *Teknisk Ukeblad* n° 39, 1959, p. 859-863.
- Barden L., Madedor A.O., Sides G.R. – « Volume change characteristics of unsaturated clays ». *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, vol. 95 (SM1), 1969, p. 35-52.
- Black W.P.M. – « A method for estimating the California Bearing Ratio of cohesive soils from plasticity data ». *Géotechnique* 12, 1962, p. 271-282.
- Cabot L., Le Bihan J.-P. – « Quelques propriétés d'une argile sur la "ligne optimale de compactage" ». *Revue Canadienne de Géotechnique* vol. 30, 1993, p. 1033-1040.
- Coleman J.D. – « Stress-strain relations for partly saturated soils ». *Correspondence to Géotechnique* 12, 1962, p. 348-350.
- Cui Y.J., Delage P. – « Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt ». *Géotechnique* 46 (2), 1996, p. 291-311.
- Delage P., Cui Y.J. – « L'eau dans les sols non saturés ». *Techniques de l'Ingénieur*, coll. « Construction », article C301, 2000.
- Delage P., Cui Y.J. – « Comportement mécanique des sols non saturés ». *Technique de l'Ingénieur*, coll. « Construction », article C 302, 2001.
- Delage P., Lefebvre G. – « Study of the structure of a sensitive Champlain clay and of its evolution during consolidation ». *Canadian Geotechnical Journal* 21, 1984, p. 21-35.
- Delage P., Graham J. – « The mechanical behaviour of unsaturated soils ». *Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated soils*, vol. 3, Paris, Alonso and Delage eds, Balkema/Presses des Ponts et Chaussées, 1995, p. 1223-1256.
- Delage P., Suraj De Silva G.P.R. – « Influence de la succion sur la compressibilité d'un limon non saturé ». *XIII^e Conférence internationale de mécanique des sols et des travaux de fondations*, New Delhi, vol. 1, 1994, p. 89-92.
- Delage P., Howat M., Cui Y.J. – « The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay ». *Engineering Geology* 1-2 (50), 1998, p. 31-48.
- Delage P., Suraj de Silva G.P.R., De Laure E. – « Un nouvel appareil triaxial pour les sols non saturés ». *Comptes rendus de la 9^e Conférence européenne de mécanique des sols et des travaux de fondations*, vol. 1, 1987, p. 26-28.
- Delage P., Audiguier M., Cui Y.J., Howat M. – « Microstructure of a compacted silty clay ». *Canadian Geotechnical Journal* 33, 1996, p. 150-158.
- Escario V. – « Formulaciones para la definición de la resistencia a esfuerzo cortante de los suelos parcialmente saturados ». *Boll. Soc. Esp. Mec. Suelos y Cim.* 92, 1988, p. 3-12.
- Escario V., Saez J. – « The shear strength of partly saturated soils ». *Géotechnique* 36, 1986, p. 453-456.
- Fredlund D.G., Morgenstern N.R. – « Constitutive relations for volume change in

- unsaturated soils ». *Canadian Geotechnical Journal* 13, 1977, p. 261-276.
- Garcia-Bengochea I., Lovell C.W., Altschaeffl A.G. – « Relation between pore size distribution and permeability of silty clay ». *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, vol. 105, n° GT7, 1979, p. 839-856.
- Gens A. – « Constitutive modelling : application to compacted soils ». *Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated Soils UNSAT'95*, vol. 3, Balkema/Presses des Ponts et Chaussées, 1995, p. 1179-1200.
- Gens A., Alonso E.E., Surlol J., Lloret A. – « Effect of structure on the volumetric behaviour of a compacted soil ». *Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated Soils UNSAT'95*, vol. 1, Balkema/Presses des Ponts, 1995, p. 83-88.
- Jennings J.E., Knight K. « The additional settlement of foundations due to collapse of sandy soils on wetting ». *Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 1, 1957, p. 316-319.
- Juang C.H., Holtz R.D. – « Fabric, pore size distribution and permeability of sandy soils ». *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 112, n° 9, 1987, p. 855-868.
- Kassiff G., Ben Shalom A. – « Experimental relationship between swell pressure and suction ». *Géotechnique* 21, 1971, p. 245-255.
- Kouassi P., Breyse D., Girard H., Poulain D. – « A new technique of kneading compaction in the laboratory ». *ASTM Geotechnical Testing Journal*, vol. 23 (1), 2000, p. 72-82.
- Li Z.M. – « Compressibility and collapsibility of compacted unsaturated loessial soils ». *Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated Soils UNSAT'95*, vol. 1, Balkema/Presses des Ponts et Chaussées, 1995, p. 139-144.
- Lambe T.W. – « The structure of compacted clay ». *ASCE J. Soil Mech. Found. Div.* 84, 1958a, p. 1-34.
- Lambe T.W. – « The engineering behavior of compacted clay ». *ASCE J. Soil Mech. Found. Div.* 84, 1958b, p. 1-35.
- Maâtouk A., Leroueil S., La Rochelle P. – « Yielding and critical state of a collapsible unsaturated silty soil ». *Géotechnique* 45 (3), 1995, p. 465-477.
- Matyas E.L., Radhakrishna H.S. – « Volume change characteristics of partially saturated soil ». *Géotechnique* 18, 1968, p. 432-448.
- Mieussens C. – « Déformations cycliques et irréversibles dans les remblais argileux ». *Revue française de Géotechnique* 90, 2000, p. 47-59.
- Mitchell J.K. – *Fundamentals of soil behaviour*. New York, John Wiley and Sons Inc, 1993.
- Murayama S., Michiro K., Sakaagami T. – « Creep characteristics of sands ». *Soils and Foundations* vol. 24, 1984, p. 1-15.
- Nanda A., Delage P., Nedjat N., Fry J.-J., Gatmiri B. – « Évaluation de la sécurité des remblais en cours de construction : le code UDAM ». *Revue française de Géotechnique* 62, 1993, p. 23-34.
- Pellerin F.M. – « La porosimétrie au mercure appliquée à l'étude géotechnique des sols et des roches ». *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées* vol. 106, 1979, p. 105-116.
- Richards L.A. – « A pressure : membrane extraction apparatus for soil solution ». *Soil Science* vol. 51, 1941, p. 377-386.
- « Statement of the Review Panel ». *Proceedings of the Symposium on Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas*, 1965, p. 7-21.
- Sridharan A., Altschaeffl A.G., Diamond, S. – « Pore size distribution studies ». *ASCE J. Soil Mech. Found. Div.* 97, 1971, p. 771-787.
- Van Olphen H. – *An introduction to clay colloid chemistry*. New York, John Wiley and Sons Inc (2nd ed), 1977.
- Yoshimi Y., Osterberg J.O. – « Compression of partially saturated cohesive soils ». *ASCE J. of the Soil Mechanics and Foundations*, Div. 89 (4) 1963, p. 1-24.

Annexe : contrainte de Bishop

L'expression de la contrainte « effective » de Bishop est la suivante :

$$\sigma' (\sigma - u_a) + \chi (u_a - u_w) \quad (3)$$

χ étant un paramètre compris entre 0 et 1, égal à 0 pour un sol sec (on a alors $\sigma' = (\sigma - u_a)$) et à 1 pour un sol saturé (on a alors $\sigma' = (\sigma - u_w)$). On voit que lors du remouillage d'un sol non gonflant (suction décroissante), σ' décroît car χ est positif. Si le concept était valide, le sol devrait gonfler, or il diminue de volume du fait de l'effondrement (Jennings et Burland 1962).

Détermination des conditions aux limites pour un calcul de stabilité de talus

V. MERRIEN-
SOUKATTOFF
K. OMRACI

Laboratoire Environnement
Géomécanique Ouvrages
école des Mines de Nancy
Parc de Saurupt
54042 Nancy Cedex
Véronique.Merrien@mines.
u-nancy.fr

Résumé

Les calculs en contraintes-déformations lorsqu'ils sont utilisés pour l'analyse de la stabilité de talus posent le problème du choix de la position des conditions aux limites. La première partie de cet article répertorie un certain nombre de calculs publiés qui montrent une grande hétérogénéité dans les dimensions choisies pour de tels modèles. Un exemple de calcul en éléments finis pour un remblai latéritique est ensuite présenté. Pour ce cas, une étude systématique de l'influence de la taille du modèle sur le calcul des contraintes a été mise en œuvre. Elle a conduit à adopter des dimensions inhabituelles : le modèle est relativement profond et étroit. Les dimensions retenues pour ce modèle ne sont pas directement transposables à d'autres cas, mais la méthode utilisée est discutée et pourrait servir de base à une étude plus systématique de cas types.

Mots-clés : talus, stabilité, éléments finis, contraintes, déformations, remblai.

Determination of boundary conditions for a slope stability calculation

Abstract

The choice of boundary conditions for slope stability analysis using a stress-strain calculation is not simple because of the lack of analytical solution. The first part of this paper presents some calculations, which show a great heterogeneity in the dimensions chosen for such models. An example of finite element calculation, for a lateritic embankment is then presented. For this case a systematic study of the influence of the size of the model on calculations of stresses was carried on. The final dimensions adopted are quite unusual : the model is relatively deep and narrow. The dimensions chosen for this model are not directly transposable for other cases, but the method used is discussed and could be of interest for systematic studies of standard cases.

Key words : slope, stability, finite elements, stresses, deformations, embankment.

NDLE : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} juillet 2001.

Introduction

Tous les calculs en contraintes-déformations (éléments finis, différences finies ou éléments distincts) effectués en géotechnique nécessitent de se poser la question des conditions aux limites. Pour les talus, ces calculs présentent l'inconvénient (contrairement à d'autres géométries) de ne pas pouvoir, en général, être comparés à une solution analytique même pour une géométrie simple et un comportement élastique. Moyennant certaines hypothèses, une solution analytique peut être obtenue pour un talus infini et une pente constante, mais ce cas de figure est très éloigné des géométries réelles. Des solutions utilisant les variables complexes ont été également proposées notamment par Silvestri et Tabib (1983).

L'analyse des publications traitant de la stabilité de talus montre que :

- les études sont, dans leur grande majorité, effectuées à partir de calculs à l'équilibre limite, notamment par une des méthodes de tranches ;

- lorsque des calculs en contraintes-déformations sont réalisés, la taille des modèles utilisés est extrêmement hétérogène.

Dans le cadre d'études sur la stabilité de remblais latéritiques de grande hauteur, nous avons effectué des calculs par la méthode des éléments finis. Ces modélisations avaient pour objectif d'aider à l'analyse des déplacements et des déformations enregistrés sur le terrain et d'évaluer le comportement des terrains sous l'effet d'une surcharge (due à une nouvelle couche de matériau). Celles-ci nous ont conduits à examiner l'influence de la taille du modèle sur l'évaluation des contraintes dans la zone étudiée.

Nous présentons dans un premier temps les dimensions adoptées par un certain nombre d'auteurs lorsqu'ils effectuent des calculs de stabilité de pente en contraintes-déformations, puis le cas concret du remblai étudié, les raisons qui ont conduit à effectuer un calcul en élément finis et à rechercher une dimension « optimale » pour le modèle utilisé. La démarche utilisée pour choisir les dimensions de notre modèle et les dimensions adoptées sont finalement exposées et commentées.

Hétérogénéités des dimensions des modèles de talus

Les *a priori* sur les conditions aux limites

Comme nous l'avons mentionné, les talus de pente constante infinie n'existent pas et on est plus généralement confronté lors d'études de stabilité de talus à une géométrie du type surface horizontale, pente, surface horizontale (Fig. 1).

Si l'on définit l'élanement e comme $e = H/h = L_1/l$ pour des modèles tels que $L = L_1 = L_2$, l'étude paramétrique d'élanements variables effectuée par Arif (1988) nous

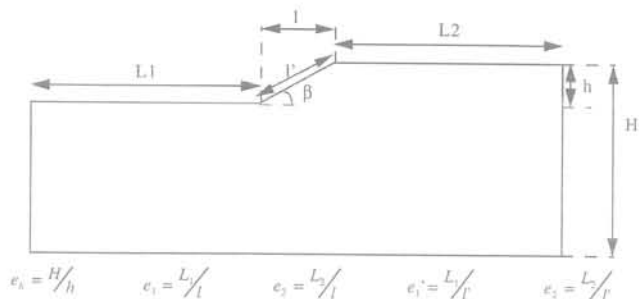


FIG. 1 Conventions adoptées pour comparer les tailles de modèles.

Conventions adopted to compare the sizes of models.

avait conduits à considérer qu'il fallait adopter des élanements au moins supérieurs à 20 pour modéliser un talus isolé. L'analyse réalisée était basée sur la comparaison de l'évolution de la valeur des contraintes et des déplacements en quelques points situés sur une ligne parallèle à la pente (notamment en pied de talus), pour des modèles éléments finis de taille croissante (Fig. 2). Le pied de talus est une zone un peu particulière pour laquelle les résultats des calculs aux éléments finis sont influencés par le maillage adopté à cause des variations brutales d'angle de la surface topographique. Un élanement de 20 peut sembler excessif et est en désaccord avec les dimensions généralement proposées pour ce genre d'analyse. Nous montrerons plus loin que pour le cas du remblai latéritique, nous avons choisi d'effectuer des comparaisons sur l'ensemble de la surface analysée, plutôt qu'en quelques points.

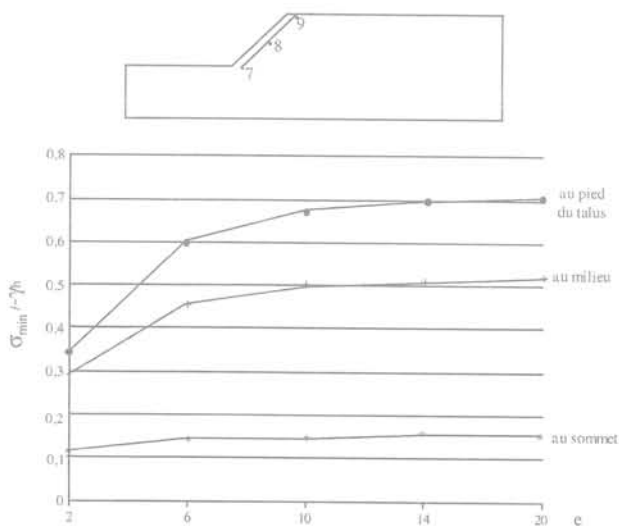


FIG. 2 Variation de $(\sigma_{\min} / \gamma_h)$ en fonction de l'élanement du modèle (d'après Arif, 1988).

Variation of $(\sigma_{\min} / \gamma_h)$ versus enhancement of the model (According Arif, 1988).

Comparaison des dimensions adoptées par différents auteurs

Nous n'avons repéré que peu d'études systématiques sur les dimensions des modèles contraintes-déformations dans le cas de la modélisation des pentes. Mestat (1993) propose d'adopter les dimensions présentées sur la figure 3. Snitbhan et Chen (1978) ne conseillent pas de dimensions type, mais constatent que la valeur du poids volumique γ qui provoque la rupture d'un talus vertical (Fig. 4) est 10 % moins importante lorsque la position des frontières latérales passe de 4 H à 10 H. Desai et Christian (1977) distinguent les calculs qui concernent des excavations de ceux relatifs aux remblais.

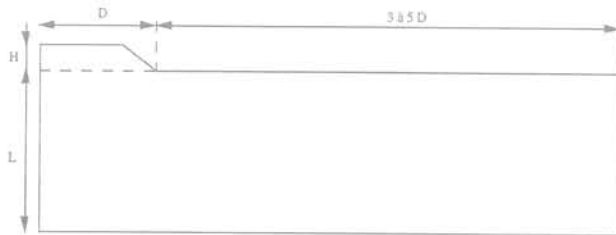


FIG. 3 Dimensions proposées par Mestat (1993) pour des calculs aux éléments finis de remblais.
Dimensions suggested by Mestat (1993) for finite elements calculations of embankments.

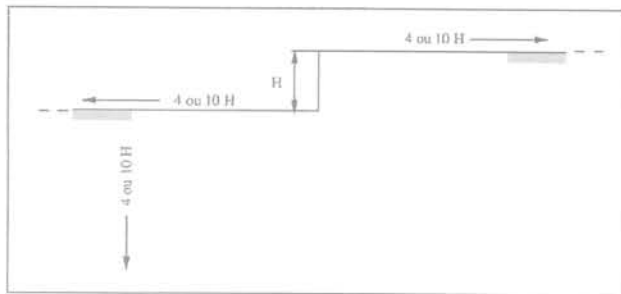


FIG. 4 Modèle étudié par Snitbhan et Chen (1978) pour analyser l'influence de la taille du modèle sur l'analyse de stabilité d'un talus vertical.
Model presented by Snitbhan and Chen (1978) to analyse the influence of the size of the model on the analysis of stability of a vertical slope.

Pour effectuer des comparaisons, nous avons recherché des articles ou documentations de logiciels qui présentent des cas de calculs en contraintes-déformations, sur des géométries de talus simples et nous avons extrait les dimensions adoptées selon les conventions présentées sur la figure 1. Les comparaisons, rassemblées dans le tableau I, montrent une grande hétérogénéité dans les dimensions adoptées et semble-t-il le peu d'intérêt accordé par les différents auteurs à l'influence éventuelle de la taille du modèle sur le problème étudié. Par exemple, nous avons noté que l'article de Ugai *et al.* (1996) s'intéresse à l'influence de la largeur d'un modèle tridimensionnel sur les calculs

en fixant des dimensions très réduites dans le plan de plus grande pente du talus. Dans ce tableau, nous avons indiqué la nature du talus modélisé en mentionnant s'il s'agissait d'une excavation, d'un remblai ou d'une pente naturelle. Les pentes naturelles sont probablement le résultat d'une excavation, mais qui s'est déroulée au cours d'une histoire géologique complexe et souvent impossible à restituer.

Les comparaisons effectuées ne sont qu'indicatives, car dans les modèles cités :

- les maillages utilisés sont très différents les uns des autres ;
- les éléments adoptés et donc les degrés de liberté sont dissemblables ;
- les lois de comportement utilisées sont variables ;
- les conditions aux limites imposées peuvent être des déplacements ou des contraintes.

3

Influence de la taille du modèle sur un calcul de remblai latéritique

3.1

Présentation du remblai étudié

En Nouvelle-Calédonie le minerai nickélicifère est exploité dans des couches de péridotites recouvertes de latérites. Les latérites, stériles, sont stockées sous forme de remblai dans des sites aménagés à cet effet. Le matériau est mis en place par couches successives de 1,5 à 1,7 m d'épaisseur. Le cas étudié est une de ces décharges de latérites remaniées (Fig. 5). Ce remblai repose sur un terrain en place dont la pente maximale est de 25 degrés. Le profil du terrain naturel est typique d'une altération tropicale. De haut en bas, on rencontre :

- latérite en place (3) ;
- saprolite (2), matériau rocheux fracturé ;
- péridotite (1) matériau rocheux peu fracturé.

Il existe plusieurs sites de décharges similaires et le remblai présenté est un ouvrage type qui a été instrumenté. La géométrie du terrain naturel (limite entre les terrains numérotés 3 et 4) est simplifiée sur la figure 5. Ces remblais ne posent pas de problèmes de stabilité à l'état actuel mais le nombre de sites de stockage des latérites étant limité, les remblais existant doivent être rehaussés et le comportement de l'ouvrage type a été analysé.

Les mesures en laboratoire réalisées à partir d'échantillons issus de deux forages, ont montré un comportement très hétérogène des matériaux. Nous avons considéré, dans un premier temps, en simplifiant, que le comportement était élasto-plastique parfait avec un critère de Mohr-Coulomb. Les caractéristiques moyennes issues des mesures en laboratoire sont reportées dans le tableau II.

Les calculs à l'équilibre limite effectués ont montré qu'il n'y avait pas problème de stabilité à long terme, mais que le coefficient de sécurité de stabilité à court terme, en cas de rehausse importante, était faible et posait le problème de la cadence de stockage des matériaux supplémentaires. Des calculs aux éléments finis permettaient, entre autres :

- de comparer les déplacements et les déformations prévus par le modèle aux observations *in situ* (déplacements topographiques en surface, déformations four-

TABLEAU 1

Comparaison des dimensions adoptées pour les modélisations éléments finis (type de talus : E : excavation, R : remblai, PN : pente naturelle).
 Comparison of the dimensions adopted for different finite elements models of slope (type of slope : E : excavation, R : embankment, PN : natural slope).

	Type de talus	Remarques	l	h	l'	angle	L ₁	L ₂	H	H-h	e _h H/h	(H-h)/h	e ₁ L ₁ /l	e ₂ L ₂ /l	e' ₃ L ₃ /l'	e'' ₂ L ₂ /l'
Mestat P. (1993)	?															
Ugai K. et al. (1996)	?		20	10	22,36	26,57	20	60	16,7	6,667	1,67	0,67	1,00	3,00	0,89	2,68
ZSOIL.PC (1997)	?	Exemple de la documentation	10	5,7	11,51	29,68	15	15	13,7	8	2,40	1,40	1,50	1,50	1,30	1,30
ZSOIL.PC (1997)	?	Exemple de la documentation	10	10	14,14	45,00	15	15	13,7	3,7	1,37	0,37	1,50	1,50	1,06	1,06
ZSOIL.PC (1997)	?	Exemple de la documentation	10	10	14,14	45,00	15	15	18	8	1,80	0,80	1,50	1,50	1,06	1,06
Adachi T. (1996)	E		15	20	25,00	53,13	80	65	80	60	4,00	3,00	5,33	4,33	3,20	2,60
Arif I. (1988)	E		1	1	1,41	45,00	20	20	20	19	20,00	19,00	20,00	20,00	14,14	14,14
Desai C. S. et al. (1977)	E	Pour une excavation					3* (H-h)	3*H				4,00 (maximum)				
Kirkebo S. et al. (1996)	E		10	20	22,36	63,43	40	90	40	20	2,00	1,00	4,00	9,00	1,79	4,02
Mestat P. et al. (1999)	E	Pour une excavation					10*h	10*h				4,00				
Potts D. M. et al. (1987)	E	Dimensions estimées d'après une figure	29	10	30,68	19,03	8	42,9	20	10	2,00	1,00	0,28	1,48	0,26	1,40
Rahman H. (1996)	PN		23	23	32,53	45,00	46	46	45	22	1,96	0,96	2,00	2,00	1,41	1,41
Song Won kyong (1996)	PN		38,46	22,22	44,42	30,02	14,81	34,07	52,59	30,37	2,37	1,37	0,39	0,89	0,33	0,77
Verdugo V. et al. (1996)	PN		14	7	15,65	26,57	9,8	21,7	15,4	8,4	2,20	1,20	0,70	1,55	0,63	1,39
Desai C. S. et al. (1977)	R	Pour un remblai					3* (H-h)						Pas de comparaison possible avec les élancements proposés			
Jiang G.-L. et al. (1997)	R		18	6	18,97	18,43	5	15	12	6	2,00	1,00	0,28	0,83	0,26	0,79
Mestat P. et al. (1999)	R	Pour un remblai						3 à 5* (l + L ₁)				4,00 (minimum)				
Sassi K. (1996)	R	Le modèle est tridimensionnel	7,65	5,1	9,19	33,69	120	80	10,7	5,6	2,10	1,10	15,69	10,46	13,05	8,70
Remblai latéritique	R + PN	Comparaison 1 : par rapport au talus de la décharge	156	90	180,10	29,98	460	991	1615	1525	17,94	16,94	2,95	6,35	2,55	5,50
Remblai latéritique	R + PN	Comparaison 2 : par rapport au pied du point le plus bas	900	315	953,53	19,29	0	864	1615	1300	5,13	4,13	0,00	0,96	-	0,91

nies par les extensomètres ou les inclinomètres au fur et à mesure de l'évolution de la géométrie du talus ;
 - de localiser les zones sensibles, et donc d'orienter l'emplacement des surveillances ;

- d'évaluer plus finement le coefficient de sécurité.

Nous ne détaillerons pas ici les résultats et les comparaisons issus de ces calculs, notre objectif étant de s'appuyer sur un cas concret pour analyser l'influence de la position des conditions aux limites.

3.2

Modélisations effectuées

Des calculs aux éléments finis ont été réalisés avec le code CESAR-LCPC. La géométrie du site a été schématisée pour la modélisation (Fig. 6). La surface amont de la décharge, en particulier, a été considérée comme horizontale et la pente à l'aval constante et égale à 22 degrés.

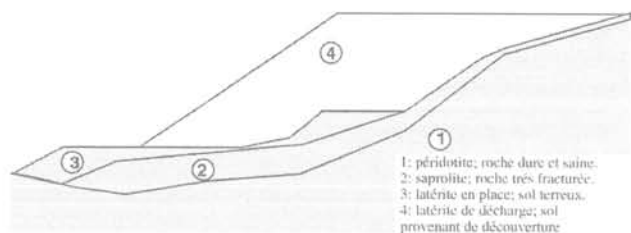


FIG. 5 Coupe du remblai étudié.
Cut of the studied embankment.

TABLEAU II Caractéristiques à long terme des matériaux utilisés dans le modèle.
Long-term characteristics of the material introduced in the model.

	c' (kPa)	φ'	E (MPa)	ν	γ (kN/m ³)
Péridotite	100	30°	10 ⁴	0,1	27
Saprolite	100	30°	35	0,3	22
Latérites en place	23	38°	30	0,4	18
Latérites en décharge	23	38°	30	0,4	19

Les dimensions des modèles sont reportées figure 6. Les conditions aux limites choisies sont des déplacements verticaux nuls à la base du modèle et des déplacements horizontaux nuls sur les côtés du modèle. Pour étudier l'influence de la position des conditions aux limites, une succession de calculs a été réalisée en augmentant progressivement la largeur amont L et la hauteur ou profondeur H du modèle de 200 m en 200 m (L = 100, 300, 500, 700 m et H = 500, 700, 900, 1 100, 1 300 m). Ces augmentations ont été réalisées séparément : nous avons d'une part augmenté la largeur L à partir du modèle le plus petit et indépendamment augmenté la hauteur H. La limite aval du modèle n'a pas été modifiée, car pour des raisons liées à la topographie locale (fond de vallée), nous avons considéré la verticale à 450 m du pied de la décharge comme un axe de symétrie (limite à déplacements horizontaux nuls).

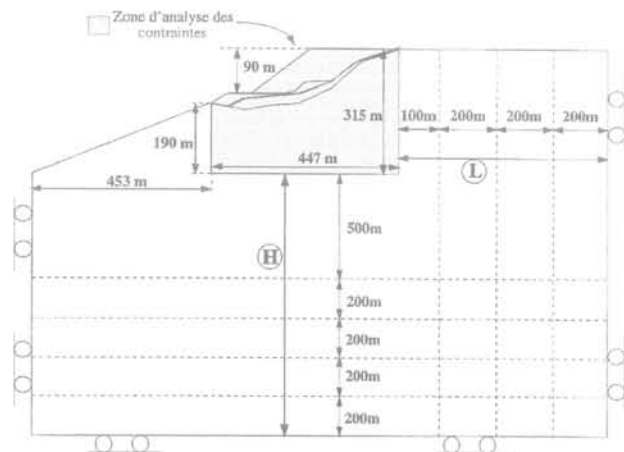


FIG. 6 Dimensions des modèles aux éléments finis utilisés (les dimensions H et L ne sont pas à l'échelle du reste du modèle).
Dimensions of the finite elements models (H and L are not at the same scale as the rest of the model).

Les calculs successifs ont été effectués en élasticité linéaire isotrope, en discrétisant la zone en éléments triangulaires à 6 nœuds. Lors du passage à un modèle plus grand, seul le maillage du contour a été modifié en gardant autant que possible une densité homogène du maillage. Dans la zone d'analyse, le maillage utilisé est le même d'un modèle à l'autre. Il est composé de 1803 éléments et 4041 nœuds. Le maillage correspondant au modèle le plus large est présenté à la figure 7.

3.3

Comparaisons en fonction de la taille du modèle

Les différences relatives de contraintes principales majeures et mineures entre deux modèles successifs ont été cartographiées dans la zone proche du talus qualifiée de « zone d'analyse » (Fig. 6). Cette cartographie a été réalisée par interpolation de la variation relative (entre deux modèles successifs) de la valeur des contraintes aux nœuds du maillage.

Pour les cartes représentant la contrainte principale majeure (en valeur absolue) il s'agit de la cartographie

de $\left| \frac{\sigma_{1\text{modele1}} - \sigma_{1\text{modele2}}}{\sigma_{1\text{modele1}}} \right|$, pour la contrainte principale

mineure $\left| \frac{\sigma_{3\text{modele1}} - \sigma_{3\text{modele2}}}{\sigma_{3\text{modele1}}} \right|$.

Les figures 8 et 9 présentent les variations pour des modèles de plus en plus larges, c'est-à-dire ayant des dimensions L et H croissantes.

3.4

Dimensions adoptées

Les dimensions finales retenues correspondent à un modèle où L = 700 m et H = 1 300 m. Une augmentation des dimensions à partir de ce modèle ne produit pas plus de 2 % de variations sur les contraintes de la zone d'analyse. Ces grandeurs sont comparées à celles présentées au paragraphe 2.2 dans le tableau I. Le talus modélisé ayant une géométrie relativement complexe, deux types de dimensions ont été retenus pour effectuer les comparaisons. Pour la comparaison 1, nous avons considéré les dimensions du remblai seul par rapport au reste du modèle donc une hauteur de talus de 90 m et pour la comparaison 2, nous avons pris en compte l'ensemble du talus et donc une hauteur h de 315 m.

La modélisation présentée concerne une géométrie très particulière et des caractéristiques mécaniques précises, mais les constatations que l'on peut retirer de cet exemple peuvent être un élément de réflexion plus générale pour la modélisation des talus par des méthodes numériques. En particulier :

- la profondeur donnée au modèle est surprenante. Pour une hauteur de remblai de 90 m, nous avons dû effectuer un modèle de 1 615 m de hauteur, soit un rapport de 18 entre la hauteur du remblai et celle du modèle ou encore un élancement de 5 si l'on prend en compte la hauteur totale du talus ;

- le rapport entre la largeur du remblai et celle de la limite amont (e₂) n'est que de 5 et ce rapport est environ 1 si on considère le talus.

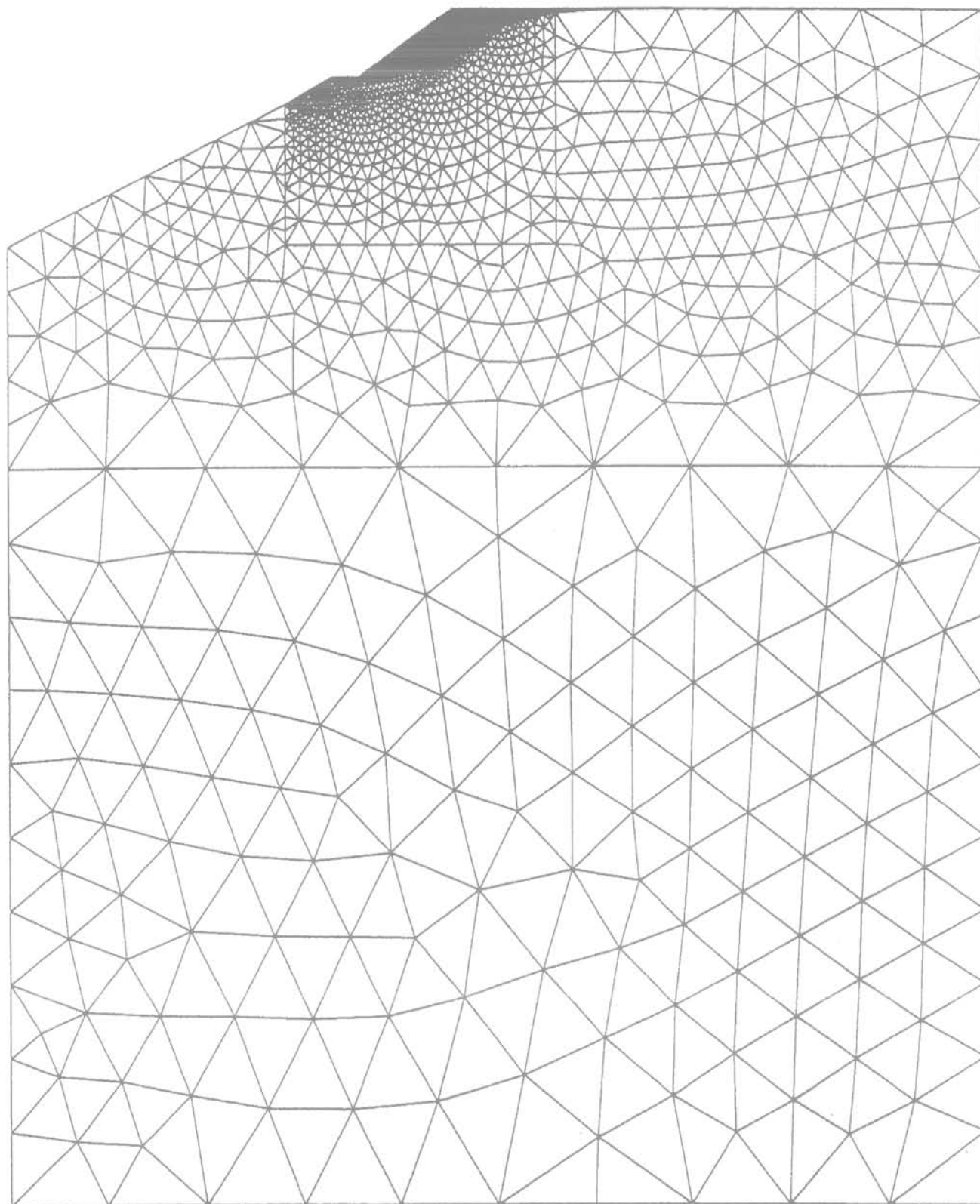


FIG. 7 Maillage du modèle le plus grand.
Mesh of the largest model.

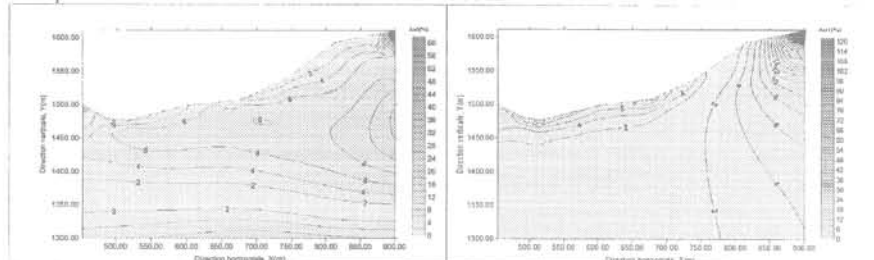
Le module d'Young dans les couches les plus superficielles du modèle étant beaucoup plus faible qu'en profondeur, nous pensions *a priori* que ceci conduirait plutôt à avoir une position de la limite inférieure à faible profondeur et qu'en revanche, il serait nécessaire de repousser la limite latérale du modèle. Nous avons donc finalement un modèle « haut » et relativement « étroit », ce qui semble plutôt en contradiction avec les pratiques généralement adoptées.

3.5

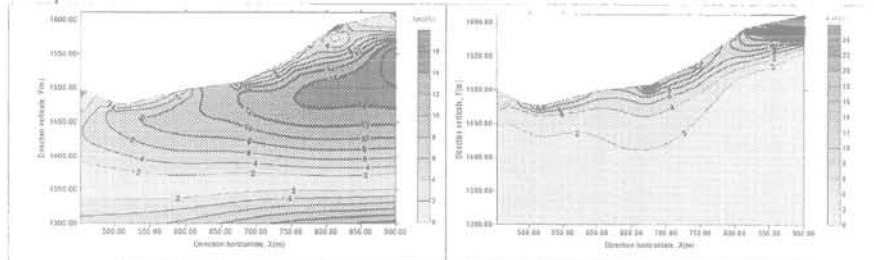
Limites de la méthode

La méthode et le critère adoptés pour positionner les conditions aux limites de ce modèle peuvent être discutés pour plusieurs raisons liées au type de comparaison effectuée, au modèle utilisé, au milieu naturel modélisé.

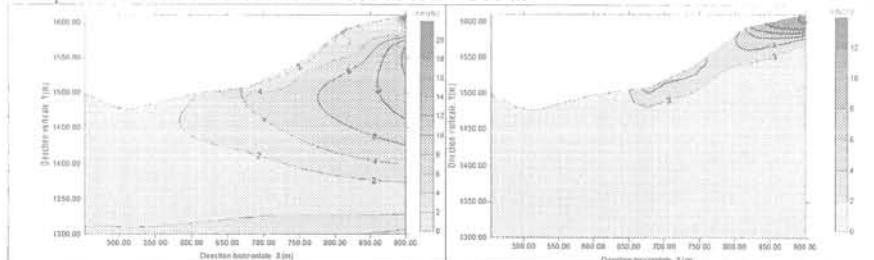
Comparaison entre les modèles $L = 0$ m et $L = 100$ m



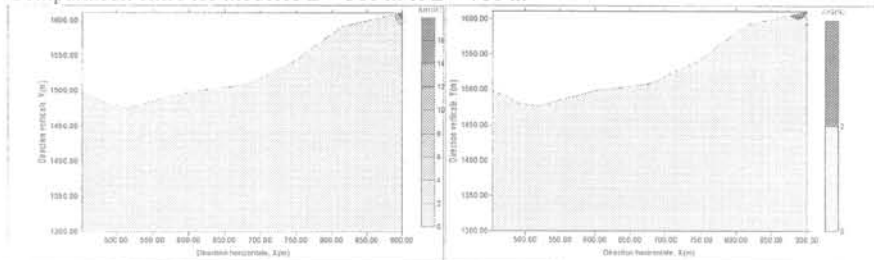
Comparaison entre les modèles $L = 100$ m et $L = 300$ m



Comparaison entre les modèles $L = 300$ m et $L = 500$ m



Comparaison entre les modèles $L = 500$ m et $L = 700$ m



Comparaison entre les modèles $L = 700$ m et $L = 900$ m

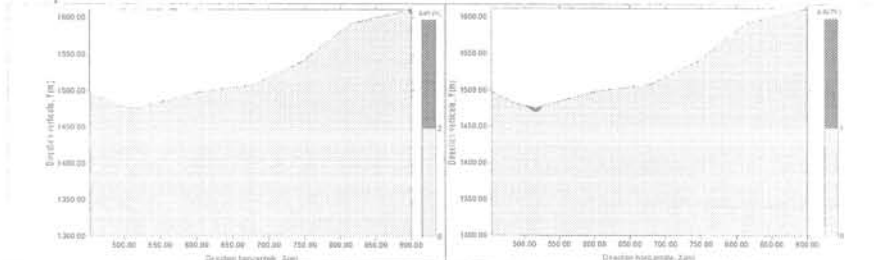


FIG. 8

Isovaleurs des variations relative (en pourcentage de la valeur absolue des contraintes principales majeures mineures (à gauche) et majeures (à droite) entre deux modèles pris successivement deux à deux pour différentes distances L . (La cartographie est une interpolation à l'aide du logiciel SURFER à partir des valeurs aux nœuds des contraintes).

Contour plot of the relative variations (expressed in percentage) of the principal minor (left) and major (right) stresses between two models taken successively two to two for various distances L (the cartography is an interpolation using the SURFER software of the values of stresses at the nodes of the mesh).

Les limites de la méthode, liées au type de comparaison effectuée, sont entre autres dues aux choix suivants :

- nous avons fixé arbitrairement à 2 % de variations sur les contraintes, le critère à partir duquel les dimensions n'ont pas été augmentées sans effectuer d'étude de sensibilité sur ce critère ;
- les dimensions du modèle ont été augmentées de 200 m en 200 m. Un autre pas aurait pu être adopté ;
- la comparaison a porté sur la différence entre des modèles de taille croissante alors qu'il aurait pu être préférable de comparer à une référence absolue ; par exemple par rapport au modèle le plus petit ou le plus grand. Nous avons également fait varier de manière

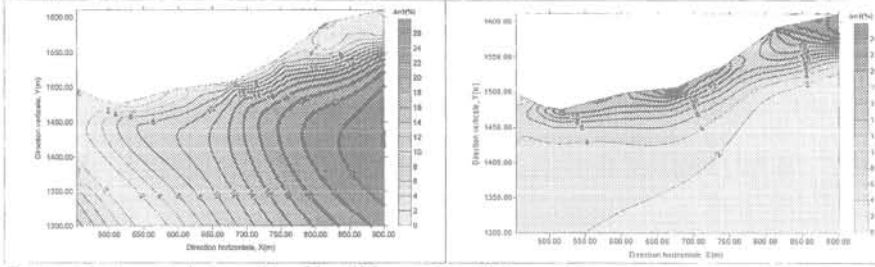
indépendante la largeur L et la hauteur H , alors qu'il aurait pu être intéressant de faire varier simultanément ces deux valeurs ;

- la comparaison aurait pu porter sur les déplacements ou les déformations successifs plutôt que sur les contraintes. En effet, les mesures qui vont être effectuées *in situ* sont des mesures de déplacements et de déformations, il peut donc être intéressant de connaître la sensibilité du modèle, pour comparer avec la précision des mesures de terrain (peut-être aurait-il mieux valu comparer la précision du modèle à celle que l'on peut obtenir sur les déplacements au niveau de la topographie ou à celle des déformations : extensomètres, inclinomètres). Mais, à l'inverse, si l'on cherche à éva-

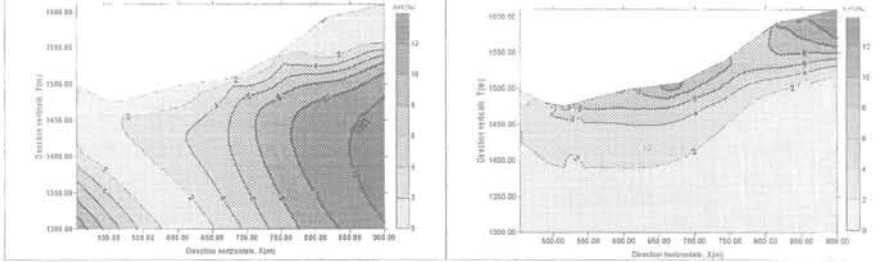
Isovaleurs des variations relative (en pourcentage de la valeur absolue des contraintes principales majeures mineures (à gauche) et majeures (à droite) entre deux modèles pris successivement deux à deux pour différentes distances H. (La cartographie est une interpolation à l'aide du logiciel SURFER à partir des valeurs aux nœuds des contraintes).

Contour plot of the relative variations (expressed in percentage) of the principal minor (left) and major (right) stresses between two models taken successively two to two for various distances H (the cartography is an interpolation using the SURFER software of the values of stresses at the nodes of the mesh).

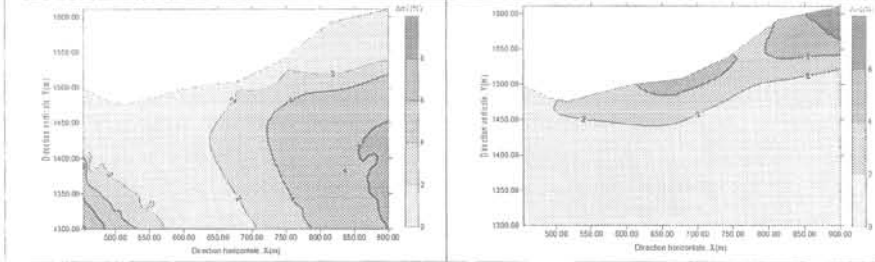
Comparaison entre les modèles H = 500 m et H = 700 m



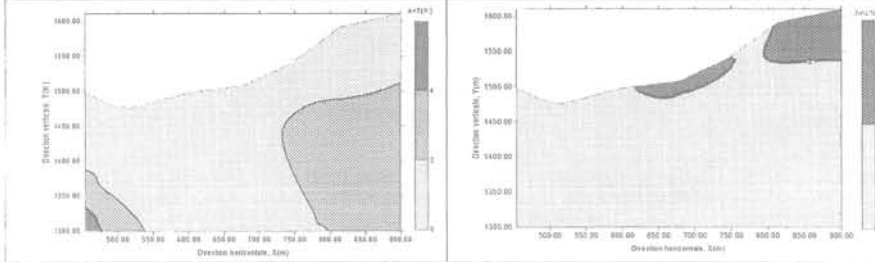
Comparaison entre les modèles H = 700 m et H = 900 m



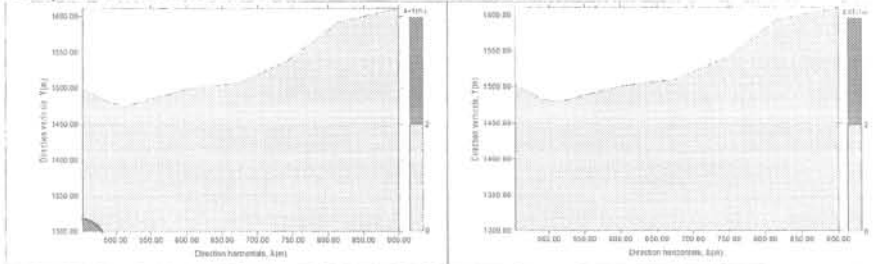
Comparaison entre les modèles H = 900 m et H = 1 100 m



Comparaison entre les modèles H = 1 100 m et H = 1 300 m



Comparaison entre les modèles H = 1 300 m et H = 1 500 m



luer le coefficient de sécurité et à localiser les zones sensibles, c'est-à-dire en rupture ou en plasticité, il est préférable de travailler sur les variations de contraintes. La localisation des zones sensibles par le modèle pourra orienter la position des instrumentations ;

– le contact entre latérite en place et latérite en remblai a été considéré comme continu, alors qu'il existe probablement une discontinuité entre les deux terrains. La prise en compte de cette discontinuité et la manière de la modéliser peut avoir une influence importante sur la position des conditions aux limites.

D'autres limites de la méthode sont liées au modèle utilisé :

– nous avons adopté d'emblée des triangles à 6 nœuds pour le maillage. Il aurait été intéressant de tester différents types d'éléments avec différents degrés de liberté ;

– le calcul présenté ici était un calcul préliminaire. Des modélisations de plus en plus sophistiquées ont été réalisées sur ce site mais les dimensions finales issues de ce premier modèle ont été conservées pour les calculs ultérieurs effectués dans des conditions différentes (calcul élastoplastique, plusieurs phases de chargement simulant la construction progressive du remblai, module d'Young variable en fonction de la profondeur) ;

– nous avons choisi des conditions de déplacements nuls aux limites de notre modèle, nous aurions pu adopter des conditions en contraintes et discuter de la validité de ces conditions par rapport à la topographie et à l'histoire tectonique du site.

Ce type de comparaison est également limité par la variabilité du milieu naturel. En effet, le modèle final a une hauteur de 1 615 m et une largeur de 1 600 m. L'influence des variations de propriétés mécaniques des matériaux, notamment à grande profondeur, n'a pas été prise en compte dans ce calcul et le modèle a été agrandi en gardant une topographie horizontale à l'amont du talus, alors que la topographie réelle est beaucoup plus complexe.

Il faut enfin ajouter que la différence entre les contraintes calculées dans un modèle et les contraintes réelles, *in situ* (en général non connues) a une multitude de causes et les conditions aux limites ne sont qu'une de celles-ci, cependant elles constituent un des éléments de l'écart entre $\sigma_{\text{modèle}}$ et $\sigma_{\text{in situ}}$ que l'on peut sans doute plus facilement que les autres minimiser et/ou évaluer.

4

Conclusion

La comparaison des dimensions de modèles de talus en contraintes-déformations adoptées par différents auteurs montre une grande hétérogénéité dans les tailles des modèles. Même si ces comparaisons sont limitées par de nombreuses autres différences, elles semblent montrer que la sensibilité des résultats à la

taille des modèles est assez peu prise en compte par les modélisateurs de talus.

L'étude systématique de l'influence de la taille des modèles dans le cas d'un remblai latéritique démontre pourtant l'importance de ce paramètre. Les critères adoptés pour effectuer cette analyse ne sont pas directement transposables à d'autres configurations, mais la démarche de comparaison systématique de modèles de taille croissante pourrait être adaptée à d'autres cas. L'analyse réalisée pour ce cas a conduit à adopter des dimensions importantes et différentes de celles généralement préconisées pour les modélisations de talus avec un modèle relativement « profond » et « étroit ». Une étude plus systématique sur un modèle type et pour des caractéristiques variables, pourrait apporter des informations complémentaires, utiles aux modélisateurs de talus. Ces études systématiques pourraient également permettre des comparaisons entre calculs en contraintes-déformations et calculs à l'équilibre limite.

Pour le cas présenté, à ce jour, les mesures réalisées sur les décharges n'ont pas contredit les résultats des calculs.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient la Société Le Nickel (SLN) pour avoir apporté son soutien technique et financier à ces recherches.

Bibliographie

- Abramson Lee W., Lee Thomas S. Sharma Sunil, Boyce Glenn M. – *Slope stability and stabilization methods*, New York, John Wiley & Sons, 1995.
- Adachi T., Liu J., Koike A., Zhang F. – « Finite element analysis of Biot's consolidation in slope excavation based on a constitutive model with strain softening ». Proceedings of the VII International Symposium on Landslides, Trondheim, Norway, 17-21 June 1996, Rotterdam, A.A. Balkema, 1996, p. 1131-1136.
- Arif Irwandy – « Étude des états de contraintes dans les talus, calculés par éléments finis, utilisation des programmes ELFI3F, SAP2D et CESFI ». Mémoire de DEA, Laboratoire de Mécanique des Terrains, École des Mines de Nancy, INPL, Nancy, 1998.
- Chowdhury R.N. – « Discussion of "Stability Analysis of embankment and slopes" by S.K. SARMA ». *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, vol. 107, n° GT5, 1981, p. 691-693.
- Desai C.S., Christian J.T. – *Numerical methods in geotechnical engineering*. McGraw-Hill, New York, 1977, 783 p.
- Jiang G.-L., Magnan J.-P. – « Stability analysis of embankments : comparison of limit analysis with methods of slices ». *Géotechnique*, vol. 47, n° 4, 1997, p. 857-872.
- Kirkebo S., Nordal S., Svan G. – « Time-dependent stability of an excavated slope ». Proceedings of the VII International Symposium on Landslides, Trondheim, Norway, 17-21 June 1996, Rotterdam, A.A. Balkema, 1996, p. 1269-1282.
- Magnan J.-P., Guilloux A. – *La méthode des éléments finis dans les projets de géotechnique*. Paris, Presses de l'ENPC, 1987.
- Mestat P. – *Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis*. LCPC, Série Géotechnique GT52, 1993.
- Mestat P., Prat M. – *Ouvrages en interactions*. Paris, Hermès, 1999, 934 p.
- Omraci – « Étude de la stabilité des décharges de latérites de la Nouvelle-Calédonie (application au cas de la décharge Mont-Jardin) ». Thèse de doctorat de l'Institut national polytechnique de Lorraine (INPL), Nancy, 1996.
- Potts D.M., Kovacevic N., Vaughan P.R. – « Delayed collapse of cut slopes in stiff clay ». *Géotechnique*, vol. 47, n° 5, 1987, p. 953-982.
- Rahman Hamidur – « Slope stability of the heterogeneous coastal cliff by finite element method (FEM) ». Proceedings of the VII International Symposium on Landslides, Trondheim, Norway, 17-21 June 1996, Rotterdam, A.A. Balkema, p. 1339-1344.
- Sassi Khalida – « Contribution à l'étude des mécanismes de déformation des pentes instables ». Thèse de doctorat INSA Lyon, 1996.
- Silvestri V., Tabib C. – « Exact determination of gravity stresses in finite elastic slopes : Part I Theoretical considerations ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 20, 1983, p. 47-60.
- Snitbhan N., Chen W.-F. – « Elastic-Plastic large deformation analysis of soil slopes ». *Computers and Structures*, New York, Pergamon, vol. 9, 1978, p. 567-577.
- Song Won K. – « Modélisation de la rupture progressive de pentes instables contrôlée par infiltration d'eau. Application au glissement de Vadoncello (Italie) ». Thèse de doctorat École des Mines de Paris, 1996.
- Ugai K., Wakai A., Ida H. – « Static and dynamic analyses of slopes by 3D elasto-plastic FEM ». Proceedings of the VII International Symposium on Landslides, Trondheim, Norway, 17-21 June 1996, Rotterdam, A.A. Balkema, p. 1413-1417.
- Verdugo R., Gutierrez M. – « A material model to evaluate the seismic stability of slopes on liquefiable soils ». Proceedings of the VII International Symposium on Landslides, Trondheim, Norway, 17-21 June 1996, Rotterdam, A.A. Balkema, p. 1427-1432.
- Wong Felix S. – « Uncertainties in FE Modelling of Slope Stability ». *Computers and Structures*, New York, Pergamon, vol. 19, n° 5/6, 1984, p. 777-791.
- ZSOIL.PC – *User Manual*, Version 3.2. ZACE Services Ltd, Lausanne, Suisse, 1997.

Affaissement en surface lors du creusement d'un souterrain

P. BÉREST
M. GHOREYCHI
P. HABIB

LMS et G.3S
École polytechnique
91128 Palaiseau

Résumé

L'affaissement à long terme de la surface du sol au-dessus d'un tunnel est comparé à l'affaissement instantané au moment du creusement dans le cadre de l'élasticité linéaire. Les résultats numériques montrent, sur des exemples vraisemblables, que si des déplacements importants sont décelés en surface, il s'agit très probablement de déformations irréversibles.

Mots-clés : souterrain, affaissement.

Soil surface subsidence over a tunnel

Abstract

Long term soil surface subsidence over a tunnel is compared to instantaneous subsidence at the time of excavation, with the linear elasticity theory. Numerical results with likely examples show that large surface displacements are probably the results of irreversible strains.

Key words : tunnels, subsidence

NDLE : Les discussions sur
cet article sont acceptées
jusqu'au 1^{er} juillet 2001.

Introduction

Lors de la construction d'un tunnel en terrain meuble saturé, il est généralement admis (Habib, 1998) que la consolidation hydrodynamique du sol n'a pas le temps de se produire pendant le creusement : en effet, la vitesse d'avancement du front est souvent rapide, et la dimension de la zone autour du tunnel⁽¹⁾, où les modifications des contraintes se font sentir, est suffisamment grande pour que, si le sol n'est pas très perméable, le temps soit trop court pour que les pressions interstitielles puissent se remettre en équilibre par percolation, sauf, peut-être, au voisinage immédiat de la paroi du tunnel. Le volume du sol reste donc à peu près constant : le volume s_1 de l'affaissement en surface est alors égal au volume s_2 correspondant à la convergence qui se produit à l'ouverture S du tunnel (Fig. 1). La répartition de cet affaissement, qui est maximal au droit du tunnel, a fait l'objet d'expressions empiriques, qui paraissent satisfaisantes et sont fonctions de la nature du sol et de la profondeur relative du souterrain. Dans un sol qui n'est pas très sollicité, le massif peut rester dans le domaine élastique et son coefficient de Poisson est alors égal à 1/2.

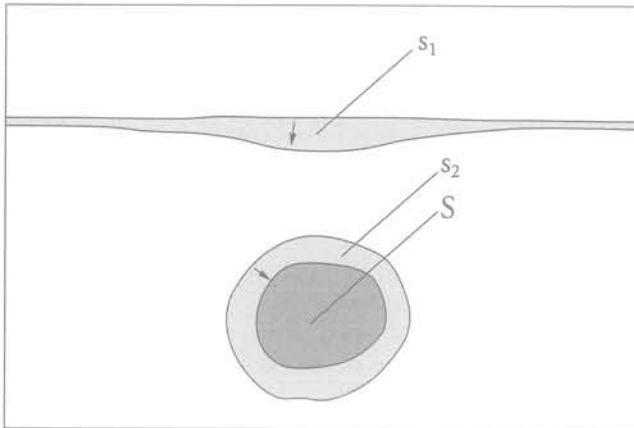


FIG. 1 Convergence du tunnel et affaissement de surface (notations).
Tunnel contraction and soil subsidence (notations).

Mais, que se passe-t-il ensuite en surface lorsque le temps passe et que la consolidation se produit ? Comment évaluer l'affaissement complémentaire ?

2

Formulation générale en élasticité

Lorsqu'on applique à un corps élastique, linéaire, homogène et isotrope, des forces $\rho \underline{F}$ dans son volume et des vecteurs contraintes \underline{T} sur sa surface extérieure, son volume total change suivant la formule :

$$\frac{E}{(1-2\nu)} v = \int_{\Omega} \underline{OM} + \rho \underline{F} d\Omega + \int_{\sigma\Omega} \underline{OM} \cdot \underline{T} da$$

où v est la variation de volume, E et ν le module d'Young et le coefficient de Poisson, alors que \underline{M} est le point courant où s'appliquent les forces de volume ou de surface. La démonstration est donnée en annexe, et cette formule peut être généralisée à d'autres applications que l'affais-

⁽¹⁾ Un cylindre d'épaisseur égale à une ou deux fois le diamètre d'un cercle d'aire équivalente à l'ouverture S du tunnel.

sement au-dessus d'un tunnel. Elle est encore vraie si le corps est, de plus, susceptible de présenter des déformations plastiques sans variation de volume.

On obtient une formule analogue dans le cas d'un problème en déformation plane ; Ω désigne alors la section plane du corps de révolution :

$$\frac{E}{(1-2\nu)(1+\nu)} s = \int_{\Omega} \underline{OM} + \rho \underline{F} d\Omega + \int_{\sigma\Omega} \underline{OM} \cdot \underline{T} da$$

où s est alors la variation d'aire de la section plane.

Dans le cas du creusement d'un tunnel sous une surface libre, cette formule se particularise : les forces de volume ne changent pas ($\rho \underline{F} = \underline{Q}$) et le creusement équivaut à l'application d'une traction uniforme égale au poids des terres à la profondeur du centre du tunnel, $\underline{T} = p \underline{n}$, de sorte que la formule se réécrit :

$$\frac{E}{(1-2\nu)(1+\nu)} (s_2 - s_1) = 2pS$$

où S est l'aire de la section du tunnel (de forme quelconque), alors que s_2 est la diminution de l'aire de cette section et s_1 est « l'affaissement », ou aire de la trace dans la section plane de la cuvette créée par le creusement du tunnel ; on compte s_2 et s_1 positivement.

3

Affaissement du sol après un temps infini

Il suffit, à partir de la formule générale en déformation plane

$$\frac{E}{(1-2\nu)(1+\nu)} (s_2 - s_1) = 2pS \quad (1)$$

de comparer les affaissements s_1 et s_1' à la surface du sol ($E, \nu = 1/2$) à l'instant initial et (E', ν') après un temps très long. Pour les sols en élasticité linéaire, on admet :

$$\frac{E}{1+\nu} = \frac{E'}{1+\nu'} \quad (\text{Habib, 1997}).$$

À l'instant initial, on a :

$$s_2 - s_1 = \frac{2pS}{E} (1+\nu)(1-2\nu) \quad \text{et avec } \nu = 1/2 \text{ il vient } s_1 = s_2.$$

Après consolidation et avec les notations évidentes, on a :

$$\begin{aligned} s_2' - s_1' &= \frac{2pS}{E'} (1+\nu')(1-2\nu') \\ &= \frac{2pS}{E} (1+\nu)(1-2\nu) = \frac{3pS}{E} (1-2\nu') \end{aligned} \quad (2)$$

Si la profondeur du tunnel est assez grande, on peut admettre que la pression p dans le sol régnant au voisinage du tunnel est égale au poids des terres γz avant le creusement. On peut alors calculer la convergence du tunnel par la formule classique des tuyaux épais :

$$\frac{\Delta R}{R} = p \frac{1+\nu}{E} \quad (3)$$

ou
$$\frac{\Delta S}{S} = 2p \frac{1+\nu}{E}$$

ou encore :
$$\Delta S = s_2 = 2pS \frac{1+\nu}{E} \quad (4)$$

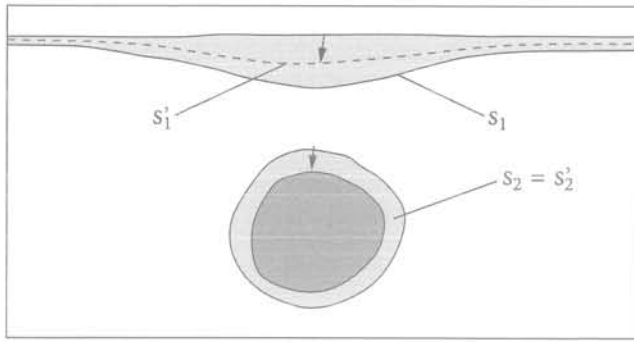


FIG. 2 Effet du temps sur la subsidence et la convergence.
Subsidence as a function of time.

A l'instant initial, on a $v = 1/2$

$$s_2 = \frac{3pS}{E} = s_1$$

Après consolidation, on a d'après (4) :

$$s_2' = 2pS \frac{1+v'}{E'} = 2pS \frac{1+v}{E} = \frac{3pS}{E} = s_2 \quad (5)$$

$$s_1' = s_2' - \frac{3pS}{E} (1-2v') \text{ d'après l'équation (2),}$$

$$= \frac{3pS}{E} - \frac{3pS}{E} (1-2v') = 2v' \frac{3pS}{E} = 2v' s_1 \text{ d'après l'équation (5),}$$

et comme $v' < 0,5$, il en résulte que $s_1' < s_1$; ce qui signifie que l'affaissement du sol diminue (Fig. 2).

Ce résultat paraît d'autant plus étonnant qu'on ne l'a jamais signalé, et sans doute jamais observé dans la pratique. Cela tient probablement au fait que, dans le phénomène de la consolidation, le module d'élasticité en déchargement est généralement beaucoup plus élevé qu'en chargement : il en résulte que la diminution de l'affaissement doit être suffisamment insignifiante pour passer inaperçue.

Il faut ici ouvrir une parenthèse sur la notion du déchargement introduit dans un massif par l'ouverture d'une cavité. Il est certain que la suppression de la contrainte normale à l'intérieur d'un trou correspond à un déchargement, et il n'y a rien d'étonnant dans cette situation que le massif consolidé sous la charge du poids propre se dilate à partir d'une situation initiale d'incompressibilité instantanée. Mais, il est bien connu que la contrainte tangentielle autour du trou augmente ; par exemple, si la pression est uniforme dans le milieu, la contrainte tangentielle à la surface du trou double. Donc, le déviateur augmente et ceci est un chargement. Tant qu'on reste dans le domaine élastique linéaire, rien ne change. Mais si cette hypothèse n'est plus la bonne parce que des déformations permanentes sont apparues, par exemple par un début de plastification ou par une non-réversibilité du chargement linéaire, les conclusions précédentes ne sont plus établies. Quoi qu'il en soit, si après le passage du front du tunnel, l'affaissement en surface continue à augmenter en fonction du temps, cela signifie qu'un phénomène visqueux ou viscoplastique est apparu, et il peut rapidement devenir préoccupant, en particulier si la vitesse d'affaissement en surface au droit du tunnel est égale à la vitesse d'abaissement de la clé de voûte dans le tunnel.

Il n'en reste pas moins que les formules employées pour le calcul ci-dessus sont un peu suspectes, même en élasticité linéaire. En effet, les formules du groupe (1) sont valables pour un milieu semi-infini. Pour un milieu infini, elles ne sont guère utilisables car le contour comprend la paroi de la cavité et la surface à l'infini. Sur cette dernière, les intégrales des déplacements prennent des valeurs finies, mais non nulles. Pour une cavité dans un demi-espace, la même difficulté n'existe pas car les déplacements et les contraintes tendent beaucoup plus vite vers zéro à l'infini.

Les formules du groupe (3), par contre, supposent le milieu indéfini (tuyau infiniment épais) et ne sont pas établies pour le demi-espace. L'emploi simultané des formules des groupes (1) et (3) est donc une approximation.

Enfin, le fait d'enlever du poids au massif en enlevant de la matière pour creuser le tunnel est un déchargement significatif du massif qui doit provoquer un soulèvement de la surface, et ce dernier ne doit pas être confondu avec la diminution de l'affaissement par consolidation. Or, il n'est pas pris en compte par les calculs précédents.

Il paraît évident qu'une vérification de tous ces effets est beaucoup plus simple par voie numérique.

4

Évaluations numériques

En fait, les résultats sont un peu moins simples et pour mettre en évidence certains aspects du problème, il faut examiner plusieurs cas. On a choisi un souterrain à section droite circulaire.

Le premier modèle est défini par le maillage de la figure 3 qui représente la moitié du tunnel et du sol, avec les données vraisemblables suivantes :

$E = 173 \text{ MPa}$; $v = 0,5$ pour les déformations instantanées, et

$E' = 150 \text{ MPa}$; $v' = 0,3$ pour les déformations différées.

$D = 10 \text{ m}$; $H_1 = 30 \text{ m}$ (d'où, pour la profondeur du centre de la section droite : $H + \frac{D}{2} = 35 \text{ m}$;

$H_2 = 30 \text{ m}$.

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$. Largeur du modèle : 500 m .
Contraintes initiales : $\sigma_v = \sigma_{11} = \gamma z$.

A l'instant initial, il n'y a rien sur la surface libre et il existe dans le sol une pression $p_1 = \gamma z$ donc aussi à l'intérieur de ce qui sera la cavité. On représente donc l'état initial en imposant au contour circulaire la condition $p_n = \gamma z$.

La condition $p_n = 0$ revient donc à supprimer le sol dans la cavité qui n'a plus ni raideur, ni poids ($E = 0, \gamma = 0$).

Enfin, la condition $v = 1/2$ est difficile à représenter numériquement et on a admis $n = 0,4999$, ce qui correspond à un sol qui n'est pas parfaitement incompressible.

La figure 4 représente la surface du sol lorsque la cavité est vide. Avec les notations du paragraphe précédent, le volume calculé par intégration numérique de l'affaissement en surface $s_1 = 0,9359 \text{ m}^3/\text{m}$ est à peu près égal à la convergence du tunnel lorsque $v = 0,4999$, car on a $s_2 = 0,9332 \text{ m}^3/\text{m}$. Ce volume est plus grand que l'affaissement en surface $s_1' = 0,6791 \text{ m}^3/\text{m}$ du tunnel lorsque la consolidation s'est produite, et la convergence du tunnel $s_2' = 0,9562 \text{ m}^3/\text{m}$ est voisine de s_2 .



FIG. 3 Maillage du premier modèle pour la détermination des affaissements de surface. Conditions aux limites : pas de déplacement normal au contour du modèle et déplacement tangentiel libre.
Mesh of FEM calculation and boundaries conditions.

L'affaissement total en surface $s'_1 = 0,6791 \text{ m}^3/\text{m}$ après consolidation est plus petit que l'affaissement initial $s_1 \# s_2 = 0,93 \text{ m}^3/\text{m}$, mais on constate qu'au droit du tunnel l'affaissement du sol après consolidation est plus grand que l'affaissement initial. Cet affaissement plus important s'étend sur une largeur d'environ $2B = 80 \text{ m}$ (c'est-à-dire huit fois le diamètre du tunnel ; on peut dire encore : « dans l'intersection de la surface libre par un dièdre incliné de part et d'autre à 45° et tangent au-dessous du tunnel ») ; on constate que la relation $s'_1 = 2 \nu' s_1$ est à peu près vérifiée :

$$0,6 s_1 = 0,6 \cdot 0,93 = 0,56 \text{ m}^3/\text{m}, \text{ au lieu de } 0,68 \text{ m}^3/\text{m}.$$

Le second modèle examiné est identique au précédent, mais le plancher indéformable est situé à $1\,000 \text{ m}$ de profondeur (ce qui fait que la largeur du modèle de 500 m est peut-être un peu trop petite). Du fait de l'existence d'une couche déformable de grande épaisseur sous le tunnel, l'influence de la diminution du poids du massif par le creusement du souterrain se fait très nettement sentir : les couches situées sous le souterrain ont en effet un potentiel de déformation important. Là encore, $s_1 = 0,9240 \text{ m}^3/\text{m}$ est à peu près égal à $s_2 = 0,9263 \text{ m}^3/\text{m}$, $s'_2 = 0,9507 \text{ m}^3/\text{m}$ est à peu près égal à $s_1 \# s_2 = 0,93 \text{ m}^3/\text{m}$, mais s'_1 n'est pas un affaissement, c'est cette fois un gonflement très important, $s'_1 = -6,55 \text{ m}^3/\text{m}$ (Fig. 5). Les parties creuses situées à gauche des maxima (à environ 30 m de l'axe du tunnel) pour $\nu = 1/2$ et pour $\nu' = 0,3$ rappellent l'existence des mouvements d'affaissement de la surface immédiatement au-dessus du souterrain. Ce creux est plus prononcé pour le matériau compressible que pour le matériau incompressible.

Le troisième modèle est analogue au précédent : le plancher indéformable est situé à $1\,000 \text{ m}$ de profondeur. Le module d'élasticité vaut 173 MPa entre 0 et 70 m , mais croît linéairement entre 70 m et $1\,000 \text{ m}$ pour atteindre la valeur $E = 20\,000 \text{ MPa}$ à la plus grande profondeur.

La figure 6 représente les déplacements de la surface du sol : ils sont très analogues à ceux de la figure 4.

Enfin, le quatrième modèle (Fig. 7) est identique aux précédents, mais cette fois le déplacement vertical est bloqué au niveau de l'axe du souterrain. Les résultats des affaissements et des convergences sont assez proches de ceux de la figure 4 en les multipliant par deux, car le modèle représente le quart du tunnel et du sol. On a à nouveau $s_1 = 0,4302 \text{ m}^3/\text{m}$, très voisin de $s_2 = 0,4290 \text{ m}^3/\text{m}$ qui est très voisin de $s'_2 = 0,4206 \text{ m}^3/\text{m}$ (ces valeurs doivent être doublées pour être comparées aux précédents résultats) ; l'affaissement après la consolidation est plus grand au droit du souterrain pour le matériau compressible que pour le matériau incompressible sur une largeur $2B = 80 \text{ m}$. Les affaissements initiaux et différés à l'aplomb de l'axe du tunnel (4 mm et $5,5 \text{ mm}$) sont plus petits, mais tout à fait comparables à ceux de la figure 4 (3 mm et $4,6 \text{ mm}$).

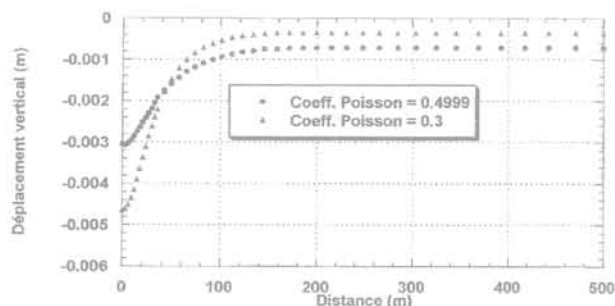


FIG. 4 Déplacement instantané ($\nu = 1/2$) et déplacement différé ($\nu' = 0,3$) de la surface du sol du premier modèle.
Instantaneous displacement ($\nu = 1/2$) and delayed displacement ($\nu = 0,3$).

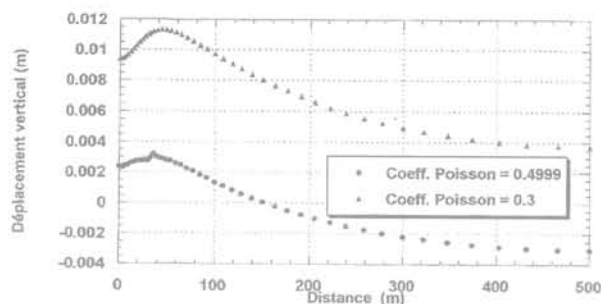


FIG. 5 Déplacement de la surface du sol pour le deuxième modèle (épaisseur du sol : $1\,000 \text{ m}$).
Soil surface displacements (second model : soil thickness = $1,000 \text{ m}$).

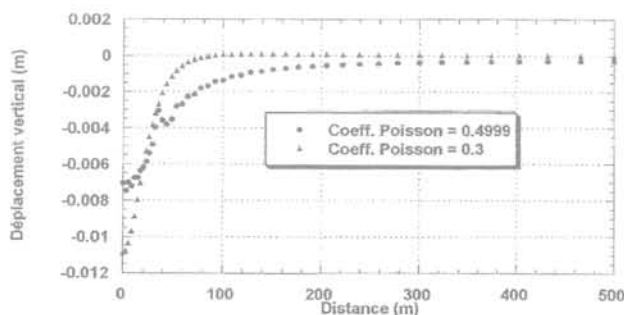


FIG. 6 Déplacement de la surface du sol pour le troisième modèle (épaisseur du sol : $1\,000 \text{ m}$, module d'élasticité croissant avec la profondeur à partir de 70 m).
Soil surface displacements (third model : soil thickness = $1,000 \text{ m}$, Young modulus increases with depth under 70 m).

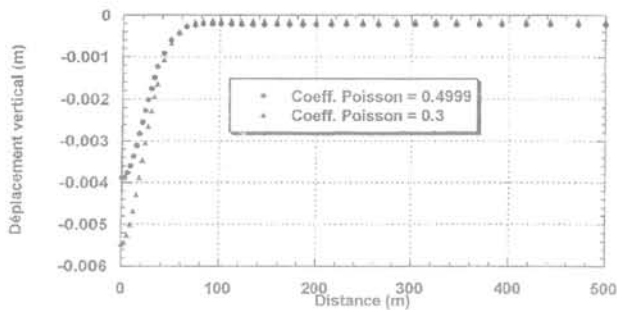


FIG. 7 Déplacement de la surface du sol pour le quatrième modèle (le déplacement vertical est bloqué à 35 m).
Soil surface displacements (fourth model : vertical displacement is impossible at 35 m).

5

Conclusion

La théorie de l'élasticité permet souvent un premier pas utile pour l'étude d'une structure, car elle peut mettre en évidence certains phénomènes qu'on distingue mal d'après le comportement d'une éprouvette en compression dans un champ de contraintes homogènes.

La diminution de volume d'une cavité dans un milieu élastique pesant incompressible est égale au volume des affaissements en surface. Ce serait d'ailleurs la même chose s'il y avait un écoulement plastique contenu sans variation de volume. D'autre part, un corps compressible augmente de volume lors d'une détente et, au contraire, diminue de volume s'il est comprimé.

Le fait que l'affaissement différé en surface au droit du toit du tunnel soit plus grand que l'affaissement instantané indique que la voûte au-dessus du toit subit en moyenne des compressions. Par contre, sous la cavité où la matière a été déchargée du poids de ce qui a été enlevé pendant le creusement, il se produit une détente qui engendre un gonflement différé de la surface du sol. Si le plancher indéformable est proche du radier du tunnel (ou si le module croît avec la profondeur), ce gonflement est imperceptible. Si le plancher indéformable est placé à très grande profondeur, le gonflement devient prépondérant. Avec les caractéristiques choisies pour les calculs précédents, qui sont vraisemblables, les déplacements en surface sont très petits, de l'ordre de quelques millimètres pour les modèles 1 et 4. Comme ils sont proportionnels au module d'élasticité, cela montre que des affaissements de quelques centimètres à la surface du sol doivent être considérés comme signalant déjà des déformations irréversibles.

Annexe

On considère un domaine matériel de volume Ω , dont la frontière est $\partial\Omega$. Sur ce corps s'exercent à la fois des forces de volume $\rho \underline{F}$ (dans Ω) et des forces de surface \underline{T} (sur $\partial\Omega$). Les conditions d'équilibre du corps stipulent que les résultantes de ces efforts sont nulles :

$$\int_{\Omega} \rho \underline{F} d\Omega + \int_{\partial\Omega} \underline{T} da = \underline{0} \quad (\text{A.1})$$

$$\int_{\Omega} \underline{OM} \wedge \rho \underline{F} d\Omega + \int_{\partial\Omega} \underline{OM} \wedge \underline{T} da = \underline{0} \quad (\text{A.2})$$

Dans ces relations, M est le point courant du corps (ou de sa surface) sur lequel s'applique la force de volume $\rho \underline{F} = \rho \underline{F}(M)$ (ou la force de surface $\underline{T} = \underline{T}(M)$) ; O est un point fixé.

On peut compléter ces deux relations par le procédé suivant : soit $\underline{\sigma} = \underline{\sigma}(M)$ un champ de tenseurs fonction de la position du point M considéré. On a alors l'identité :

$$\text{div}(\underline{OM} \otimes \underline{\sigma}) = \underline{\sigma} + \underline{OM} \otimes \text{div} \underline{\sigma}$$

Lorsque $\underline{\sigma}$ est le tenseur des contraintes de Cauchy, on a $\text{div} \underline{\sigma} + \rho \underline{F} = 0$ dans Ω et, sur la frontière $\partial\Omega$, la relation $\underline{T} = \underline{\sigma} \cdot \underline{n}$ où \underline{T} est le vecteur contrainte et \underline{n} la normale dirigée vers l'extérieur du domaine.

En appliquant le théorème de la divergence à l'identité précédente, intégrée dans le domaine Ω , il vient :

$$\int_{\Omega} \underline{OM} \otimes \rho \underline{F} d\Omega + \int_{\partial\Omega} \underline{OM} \otimes \underline{T} da = \int_{\Omega} \underline{\sigma} d\Omega$$

et en prenant la trace de cette dernière relation :

$$\int_{\Omega} \underline{OM} \cdot \rho \underline{F} d\Omega + \int_{\partial\Omega} \underline{OM} \cdot \underline{T} da = \int_{\Omega} \text{tr} \underline{\sigma} d\Omega$$

Pour exploiter cette dernière relation, il faut préciser la loi de comportement du matériau. On suppose qu'on peut décomposer la déformation en la somme d'une déformation élastique et d'une déformation inélastique incompressible ; le comportement élastique est linéaire, homogène, isotrope, caractérisé par le module de Young E et le coefficient de Poisson ν :

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \underline{\underline{\varepsilon}}^p + \frac{1+\nu}{E} \underline{\underline{\sigma}} - \frac{\nu}{E} \text{tr}(\underline{\underline{\sigma}}) \underline{1}; \text{tr} \underline{\underline{\varepsilon}}^p = 0$$

(On envisagera plus loin le cas thermo-poroélastique). On a donc :

$$\frac{1-2\nu}{E} \text{tr} \underline{\underline{\sigma}} = \text{tr} \underline{\underline{\varepsilon}} = \text{div} \underline{\xi}$$

où $\underline{\xi}$ est le déplacement associé au tenseur de déformation $\underline{\varepsilon}$. En reportant dans l'égalité précédente, il vient

$$\int_{\Omega} \underline{OM} \cdot \rho \underline{F} d\Omega + \int_{\partial\Omega} \underline{OM} \cdot \underline{T} da = \frac{E}{1-2\nu} \int_{\Omega} \underline{\xi} \cdot \underline{n} da = \frac{E\nu}{1-2\nu} \quad (\text{A.3})$$

où ν désigne la variation de volume globale du corps (une dilatation est positive) sous l'effet des efforts $\rho \underline{F}$ et \underline{T} .

Relation entre convergence et subsidence

Dans la suite, on considère le problème du creusement d'une cavité dans un milieu élastique semi-infini. Les forces de gravité existent avant comme après creusement, de sorte qu'on ne doit prendre en compte aucune variation des forces de volume, $\rho \underline{F} = 0$. Sur la surface libre qui délimite le milieu semi-infini, on a $\underline{T} = \underline{0}$. Sur la paroi de la cavité créée, on substitue à la contrainte de compression qui existait naturellement (avant creusement) une contrainte nulle : autrement dit, on a ajouté à la paroi une traction qui, dans l'hypothèse d'un état initial sphérique de contraintes, est :

$$\underline{T} = \gamma z \underline{n}$$

où γ est le poids volumique des terrains, z la profondeur sous la surface du sol, \underline{n} la normale extérieure au massif – donc dirigée vers l'intérieur de l'ouvrage. On choisit pour origine O le centre de gravité de la cavité, dont la profondeur est H ; l'intégrale de surface sur la frontière Γ de la cavité est alors :

$$\int_{\Gamma} \underline{OM} \cdot \underline{T} da = -3\gamma H V$$

où V est le volume de la cavité. La frontière $\partial\Omega$ du domaine matériel comporte, en plus de Γ et de la surface libre, la « surface à l'infini » du demi-espace. Une cavité dans un milieu infini créerait des déplacements variant en $1/r^2$ et des contraintes variant en $1/r^3$. Pour construire la solution dans le cas d'une cavité en milieu semi-infini, on ajoute à la solution précédente (valable pour le milieu infini) la même solution associée à une cavité symétrique par rapport à la surface libre (supposée plane, au moins à grande distance), mais soumise à des contraintes de signe opposé sur son pourtour, qui engendre des déplacements en $-1/r^2$; on annule ainsi la composante normale du vecteur contrainte sur la surface libre. Pour obtenir la solution exacte, on doit ajouter la solution du problème élastique qui annule le cisaillement sur la surface libre ; il est facile de voir qu'elle ne peut changer l'ordre de grandeur des déplacements et contraintes sur la surface à l'infini du demi-espace : ceux-ci décroissent donc, dans le cas d'une cavité placée dans un espace semi-infini, plus vite que $1/r^2$ et $1/r^3$ respectivement, de sorte que les intégrales figurant dans la formule (3) et relatives à la surface à l'infini sont nulles.

Il reste donc dans le terme de droite de (3) : un terme relatif à la surface libre, noté v_1 , appelé « subsidence » ou volume de terrain affaissé (positif pour un affaissement, négatif pour un soulèvement) ; et un terme relatif à la paroi, noté v_2 , appelé « convergence » ou variation de volume de la cavité (positive lorsqu'il s'agit d'une diminution de volume).

$$E(v_1 - v_2) = 3\gamma H V(1 - 2\nu) \quad (\text{A.4})$$

On en déduit que la subsidence (volume affaissé) est toujours plus grande que la convergence (réduction de volume). On note aussi que, dans le cas de massifs soumis, du fait du creusement, à de grandes déformations plastiques (incompressibles), la différence $v_1 - v_2$, d'origine purement élastique, est petite devant v_1 ou v_2 de sorte que l'on a pratiquement $v_1 = v_2$.

Cas des déformations planes

Dans ce cas, qui est celui de la section droite d'un tunnel horizontal, on doit remplacer les volumes v_1, v_2 ,

V par les aires s_1, s_2, S définies dans un plan vertical perpendiculaire à l'axe du tunnel et on doit remplacer (4) par une formule équivalente :

$$E(s_1 - s_2) = 2(1 - 2\nu)(1 + \nu)\gamma H S$$

Cas des sources de chaleur

On suppose qu'on modifie la température dans le milieu en négligeant le volume des galeries qui ont permis de mettre en place les sources de chaleur (en les supposant remblayées, par exemple). On suppose aussi que les variations de température n'affectent pas les propriétés élastiques ; on doit réécrire la relation de comportement sous la forme :

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \frac{1+\nu}{E}\underline{\underline{\sigma}} - \frac{\nu}{E}(\text{tr}\underline{\underline{\sigma}})\underline{\underline{1}} + \underline{\underline{\varepsilon}}^p + \alpha T\underline{\underline{1}}; \text{tr}\underline{\underline{\varepsilon}}^p = 0$$

où α est le coefficient de dilatation thermique linéaire de la roche (environ $\alpha = 1.10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$), et T désigne l'écart de température avec la distribution naturelle. La relation (3) devient

$$V_1 + 3 \int_{\Omega} \alpha T d\Omega = 0$$

et la surface du sol se soulève ($v_1 < 0$) dans le cas où le massif est échauffé ($T > 0$).

L'intégrale de volume peut être évaluée dans certains cas. Dans le cas de sources de chaleur constituées par des déchets radioactifs exothermiques, la puissance exothermique produite décroît avec un temps caractéristique de l'ordre de quarante ans. L'évacuation de la chaleur produite par la surface du sol est affectée par un temps caractéristique bien plus long.

Si h est la profondeur des déchets, ce second temps caractéristique est de l'ordre de h^2/k où k est la diffusivité thermique des terrains, soit environ $k = 1,5.10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$. Pour une profondeur de $h = 300 \text{ m}$, ce temps caractéristique est de vingt siècles ; pour des temps plus courts, on peut considérer que toute l'énergie thermique produite W est encore contenue dans le massif et :

$$W = \int_{\Omega} \rho C T d\Omega$$

ρC est la chaleur spécifique volumique de la roche (environ $\rho C = 2.10^6 \text{ J/m}^3$). Il vient donc :

$$v = -3 \alpha W / (\rho C)$$

et, pour une énergie produite de 10^{17} Joules, le volume soulevé du fait de l'existence des sources de chaleur est $|v| = 3.10^6 \text{ m}^3$. On peut conduire un calcul analogue dans le cas d'un stockage cryogénique.

Cas du pompage de l'eau

Lorsqu'on soutire par pompage un volume d'eau m/ρ (par unité de volume du milieu poreux), il en résulte une variation p de la pression de l'eau qui est liée à la variation de volume ($\text{tr}\underline{\underline{\varepsilon}}$) du milieu poreux par la relation poroélastique :

$$m/\rho = b(\text{tr}\underline{\underline{\varepsilon}}) + p/M$$

où b est le coefficient de Biot (compris entre 0 et 1) et M est le module de transmissivité. Par ailleurs, la relation de comportement doit être écrite pour la contrainte effective $\underline{\underline{\sigma}}^{\text{eff}} = \underline{\underline{\sigma}} + b p \underline{\underline{1}}$ et donc :

$$\text{tr}\underline{\underline{\varepsilon}} = \frac{1-2\nu}{E} \text{tr}\underline{\underline{\sigma}} + 3b \frac{1-2\nu}{E} p$$

Il est commode de noter $E = 3(1-2\nu)K$, où K est le module d'incompressibilité drainé du milieu poreux, et la relation (3) devient :

$$\left(b + \frac{K}{bM}\right)v - \int_{\Omega} \frac{m}{\rho} d\Omega = 0$$

L'intégrale représente le volume total d'eau soutiré et la relation indiquée fournit la valeur de la subsidence qui en résulte. En introduisant la porosité ϕ et la compressibilité K_F du fluide, on a aussi, en désignant par W le volume d'eau pompé :

$$\left[1 + \frac{\phi}{b} \left(\frac{K}{K_F} - 1 + b\right)\right]v = W$$

Boutéca et Sarda (1994) donnent les valeurs de b, ϕ, K pour plusieurs roches calcaires ; on a calculé le rapport W/v (volume soutiré divisé par subsidence) dans le cas de l'eau ($K_F = 2 \text{ GPa}$).

	ϕ	b	K (GPa)	W/v
Larrys	0,043	0,36	33,85	3
Tavel	0,10	0,66	19,5	2,3
Vilhonneur	0,14	0,68	19,8	1,9
Lavoux	0,236	0,83	8,6	2
Etailades	0,299	0,88	5,4	1,6

Bibliographie

- Boutéca M., Sarda J.-P. - « Mesure expérimentale des coefficients thermo-poroélastiques ». École des milieux poreux, Comité français de mécanique des roches, (ISBN 2-85555-049-1), 1994.
 Habib P. - *Génie géotechnique*. Ellipses, 1997, p. 49-51.
 Habib P. - « Tassement engendré en surface par le front de taille d'un souterrain ». Actes du Colloque « Mécanique et géotechnique », École polytechnique, M.P. Luong Edt., 1998, p. 12.

Murs de soutènement ancrés : modélisation de la rupture le long de la surface de glissement profonde

L. BELABED

Institut de Génie civil
Centre universitaire
de Guelma, BP 401
24000 Guelma, Algérie

Résumé

La vérification de la stabilité d'ensemble (mur-sol-ancrage) des murs de soutènement ancrés et la détermination des longueurs d'ancrages nécessaires s'effectuent en étudiant généralement la rupture le long de la surface de glissement profonde. Le modèle mécanique approprié à ce mode de rupture est sujet à controverse. Dans cet article on propose un modèle mécanique de calcul pour la rupture le long de la surface de glissement profonde basé sur la méthode cinématique des solides rigides (analyse limite). Une comparaison de ce modèle proposé avec le modèle conventionnel a été menée selon le concept statistico-probabiliste de sécurité. La fiabilité du système est exprimée au moyen de l'indice de fiabilité. Enfin, des recommandations sont données pour la modélisation de la rupture le long de la surface de glissement profonde.

Mots-clés : murs de soutènement, ancrages, analyse limite, stabilité, rupture.

Anchored retaining walls : modelling the failure along the deep slip surface

Abstract

The assessment of the overall stability (wall-ground-anchor) and the determination of anchor lengths in anchored retaining walls are generally carried out based on the investigation of the failure along the deep slip surface. The appropriate mechanical model related to this mode of failure is controversial. In this paper, a mechanical model based on the kinematic theory of rigid bodies is proposed for the failure along the deep slip surface. A comparison of the model proposed with the conventional model is carried out in relation with the statistic-probabilistic safety concept. The system safety is estimated by the reliability index. Finally, recommendations are given for a modelling of the failure along the deep slip surface.

Key words : retaining walls, anchors, limit analysis, stability, failure.

NDLE : Les discussions sur
cet article sont acceptées
jusqu'au 1^{er} juillet 2001

LISTE DES SYMBOLES

γ	: poids spécifique du sol.
δ_a	: frottement actif mur-sol.
δ_p	: frottement passif mur-sol.
ε	: inclinaison de l'ancrage avec l'horizontale.
θ_i	: inclinaison de la surface de glissement avec l'horizontale.
φ	: angle de frottement interne.
A_1	: force d'ancrage.
C_i	: force de cohésion.
E_a	: force de pression active du sol.
E_p	: force de pression passive du sol.
G_i	: poids propre du solide de glissement i.
L_a	: longueur d'ancrage.
P_i	: charge proportionnelle au solide de glissement i.
Q_1	: résultante des forces horizontales et verticales.
Q_{12}	: interaction des solides rigides 1 et 2.
c	: cohésion.
h	: hauteur du mur.
q	: surcharge illimitée.
q'	: surcharge limitée.
t	: fiche du mur dans le sol.

1

Introduction

La construction de fouilles profondes a gagné de plus en plus d'importance dans les dernières décennies, en particulier dans les centres des villes (construction de parkings souterrains, tunnels du métro souterrain, etc.). Les murs ancrés assurent vis-à-vis des murs butonnés une bonne liberté de mouvement à l'intérieur de la fouille. Les ancrages précontraints injectés sont fréquemment utilisés de nos jours dans la pratique.

L'expérience pratique et des études théoriques [2, 8, 14] ont montré que, pour la vérification de la stabilité d'ensemble (mur-sol-ancrage) des murs de soutènement ancrés et la détermination des longueurs d'ancrages nécessaires, on doit étudier généralement la rupture le long de la surface de glissement profonde. La vérification de la stabilité le long de la surface de glissement profonde a été traitée dans la littérature spécialisée avec différents procédés [1, 2, 9, 13]. Kranz [13] a proposé, pour la première fois, un modèle mécanique de rupture le long de la surface de glissement profonde (ab) pour les murs de soutènement ancrés à un mur ou à une plaque d'ancrage (Fig. 1a). Plus tard, ce modèle a été repris pour les ancrages précontraints injectés en plaçant un mur d'ancrage vertical fictif au point d'intersection de la surface de glissement profonde (ab) avec l'ancrage injecté (Fig. 1b), afin de permettre l'application de la méthode de Kranz également aux ancrages injectés. Cette approche n'est pas toujours précise et pourrait conduire à une sous-estimation de la sécurité du système. Ce problème fait l'objet du présent article.

Des essais sur modèles [8] et des investigations théoriques des murs de soutènement ancrés avec des ancrages précontraints injectés [2, 3] ont montré que les mécanismes de rupture basés sur la théorie de la cinématique des solides rigides (analyse limite) reflètent mieux la rupture réelle. Selon cette dernière théorie, un mécanisme de rupture est constitué de plusieurs solides rigides de glissement et surfaces de glissement planes de part et d'autre du mur (Fig. 1c). L'application de la méthode cinématique des solides rigides à la modélisation des mécanismes de rupture implique une translation du mur. Pour plus de détails sur cette théorie voir [2, 7, 9].

Des comparaisons de calculs [2] ont montré que les deux solides de rupture devant le pied du mur (Fig. 1c) peuvent être remplacés, avec une exactitude suffisante, par la butée E_p de Gudehus/Gross [11].

L'analyse de la sécurité (fiabilité) du système est basée sur le concept statistico-probabiliste de sécurité selon Grusibau [10] « Principes fixant les exigences en matière de sécurité des constructions » et DIN 1054.100 [6] édités par l'Institut allemand de normalisation (DIN), ainsi que Eurocode 7 [5]. En se basant sur les résultats des travaux réalisés au département de mécanique des sols à l'université de Weimar [14], les données statistiques des variables aléatoires et les facteurs partiels de sécurité sont regroupés dans le tableau 1.

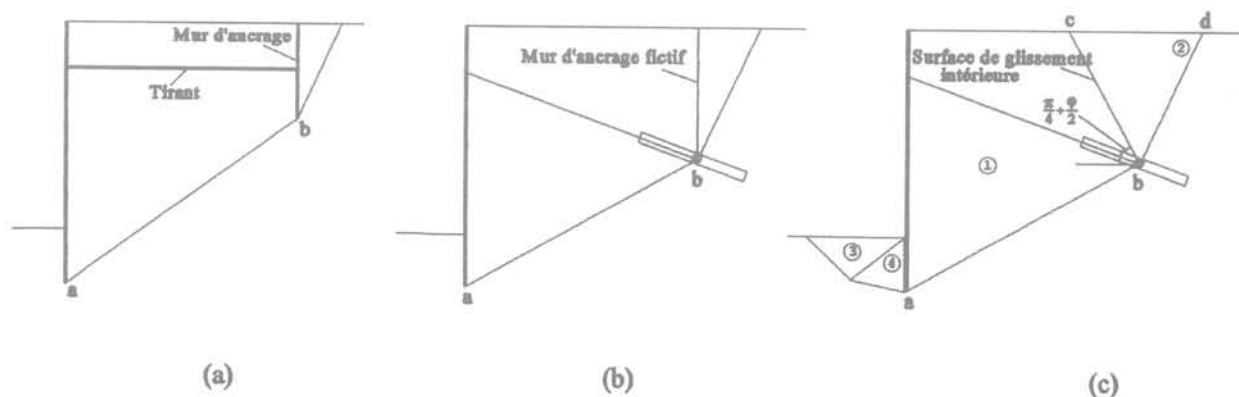


FIG. 1

Rupture le long de la surface de glissement profonde. a) Modèle de rupture d'après Kranz [13] ; b) Modèle simplifié pour ancrage injecté ; c) Modèle cinématique pour ancrage injecté.

Failure in the deep slip surface.

a) Failure model after Kranz [13] ; b) Simplified model for grouted anchor ; c) Kinematical model for grouted anchor.

La sécurité du système est exprimée au moyen de l'indice de fiabilité β calculé avec la théorie de fiabilité de premier ordre. Les équations d'états-limites (4, 5, 6 et 7), correspondant à chaque modèle mécanique, sont indispensables pour toute étude déterministe (longueurs d'ancrages) et probabiliste (indices de fiabilité). La formulation des équations d'états limites se fait en étudiant l'équilibre des forces horizontales et verticales de chaque solide séparément. Pour plus de détails voir [4].

2

Comparaison des modèles mécaniques

Dans cette étude on fait une comparaison entre le modèle cinématique basé sur la méthode cinématique des solides rigides (Fig. 1c) et le modèle simplifié (Fig. 1b). Ce dernier est caractérisé par un mur d'ancrage vertical fictif placé au point d'intersection de la surface de glissement profonde (ab) avec l'ancrage au lieu d'une surface de glissement intérieure inclinée. C'est la seule différence entre les deux modèles précités.

2.1

Influence des forces d'ancrages

2.1.1

Cas 1 : aucune force d'ancrage n'agit sur le solide situé à l'arrière

Pour les modèles cinématiques A et B (Fig. 2), aucune force d'ancrage n'agit sur le solide actif numéro 2, situé à l'arrière. Des analyses comparatives [2] ont montré que la résultante Q_{12} (interaction des solides 1 et 2) de ce solide peut être remplacée par la force de pression active du sol E_a (voir équations 4 et 5). Pour les modèles simplifiés A' et B', non présentés dans ce travail, une force de pression active du sol E_a' est appliquée sur le mur d'ancrage vertical fictif.

Pour formuler l'équation d'état limite correspondant au modèle A, représenté sur la figure 2, on doit étudier l'équilibre des solides rigides (1) et (2) séparément. Le solide (2) a été remplacé par la force de pression active du sol E_a .

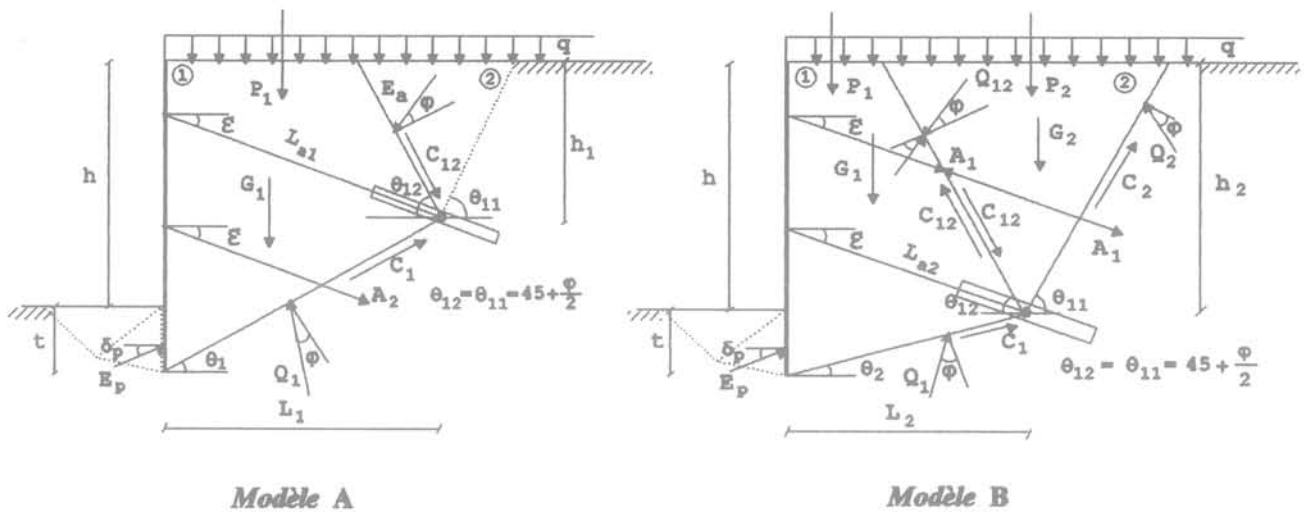


FIG. 2 Modèles de rupture cinématiques pour un mur à double ancrage (cas 1). Kinematical failure models for a double-propped retaining wall (case 1).

TABLEAU 1 Données statistiques des variables aléatoires et facteurs partiels de sécurité. Statistical data of the basic variables and partial reliability factors.

Variable aléatoire	Valeur moyenne	Coefficient de variation	Distribution	Facteur partiel de sécurité
Frottement interne ϕ (°)	20-40	7,5 %	Log-normale	1,25
Cohésion c (kPa)	35-0	25 %	Log-normale	1,6
Surcharge q (kPa)	10	40 %	Extrême (type I)	1,3
Poids spécifique γ (kN/m ³)	20	5 %	Normale	1,0

L'équilibre des forces horizontales donne :

$$E_a \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) - C_{12} \cos\theta_{12} - C_1 \cos\theta_1 - E_p \cos\delta_p - A_2 \cos\varepsilon + Q_1 \sin(\theta_1 - \varphi) = 0 \quad (1)$$

L'équilibre des forces verticales donne :

$$G_1 + P_1 + E_a \sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) + C_{12} \sin\theta_{12} - C_1 \sin\theta_1 - E_p \sin\delta_p + A_2 \sin\varepsilon - Q_1 \cos(\theta_1 - \varphi) = 0 \quad (2)$$

De l'équation (1) on tire :

$$Q_1 = \frac{-E_a \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) + C_{12} \cos\theta_{12} + C_1 \cos\theta_1 + E_p \cos\delta_p + A_2 \cos\varepsilon}{\sin(\theta_1 - \varphi)} \quad (3)$$

En substituant l'équation (3) dans l'équation (2) et avec :

$$\theta_{12} = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \quad (3a)$$

on obtient après transformations algébriques l'équation d'état-limite correspondant à la rupture au niveau de l'ancrage supérieur d'un mur de soutènement à double ancrage, modèle A (Fig. 2) :

$$E_p \cos(\delta_p - \theta_1 + \varphi) + C_1 \cos\varphi + C_{12} \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} + \theta_1\right) + A_2 \cos(\theta_1 - \varphi + \varepsilon) - \left\{ (G_1 + P_1) \sin(\theta_1 - \varphi) + E_a \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{3\varphi}{2} - \theta_1\right) \right\} = 0 \quad (4)$$

On procède de la même manière pour développer les équations d'états limites ci-dessous correspondants aux différents modèles mécaniques.

L'équation d'état-limite correspondant à la rupture au niveau de l'ancrage inférieur d'un mur de soutènement à double ancrage, modèle B (Fig. 2) est :

$$E_p \cos(\delta_p - \theta_2 + \varphi) + C_1 \cos\varphi + C_{12} \cos\left(\frac{\pi}{4} + \theta_2 - \frac{\varphi}{2}\right) + A_1 \cos(\theta_2 - \varphi + \varepsilon) - \left\{ (G_1 + P_1) \sin(\theta_2 - \varphi) + E_a \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{3\varphi}{2} - \theta_2\right) \right\} = 0 \quad (5)$$

Les résultats des études paramétriques illustrés sur la figure 3 montrent que les deux modèles cinématique et simplifié donnent non seulement les mêmes longueurs d'ancrages, mais encore les mêmes indices de sécurité. Dans ce cas, le modèle simplifié est une bonne approche pour le modèle cinématique. L'introduction d'un mur d'ancrage vertical fictif, au lieu d'une surface de glissement intérieure inclinée, est donc une bonne approximation et sert à simplifier l'étude du problème.

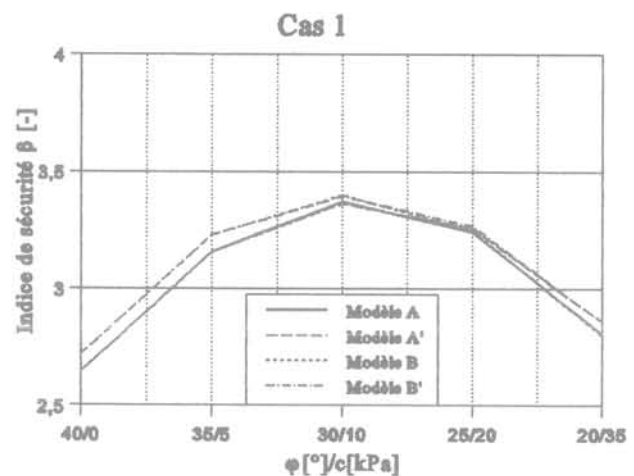
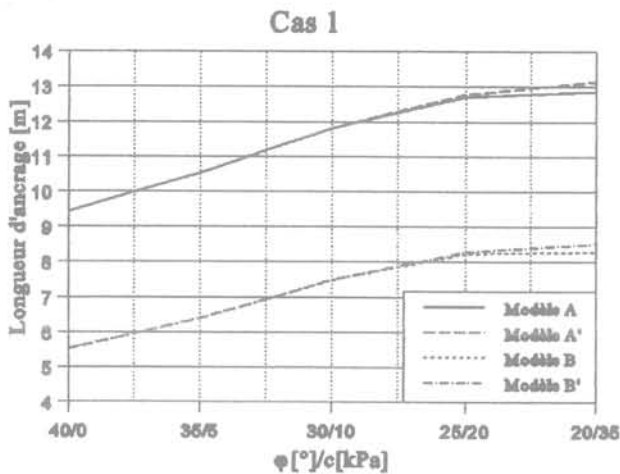


FIG. 3 Comparaison des modèles de rupture cinématiques et simplifiés (cas 1).
Comparison of kinematical and simplified failure models (case 1).

2.1.2

Cas 2 : Des forces d'ancrages agissant sur le solide situé à l'arrière

Pour les modèles cinématiques C et D (Fig. 4), les forces d'ancrages A_1 ou A_1' et A_2 agissent sur le solide actif numéro 2, situé à l'arrière, parce que les ancres correspondants sont coupés une seule fois par la surface de glissement intérieure. Des comparaisons de calculs [2] ont montré que la résultante (Q_{12}) agissant sur la surface de glissement intérieure est beaucoup plus

grande que la force de pression active du sol E_a . C'est pourquoi, contrairement au premier cas, on ne peut pas remplacer le solide (2) par la force de pression active du sol sinon un sous-dimensionnement est à craindre. Cela est dû principalement aux forces d'ancrages coupés qui empêchent le sol d'atteindre l'état limite actif.

Pour les modèles simplifiés C' et D' (Fig. 5), l'introduction d'un mur d'ancrage vertical fictif, sur lequel la force de pression active du sol E_a est appliquée, ne reflète pas la réalité puisque l'effet des forces d'ancrages coupés est négligé.

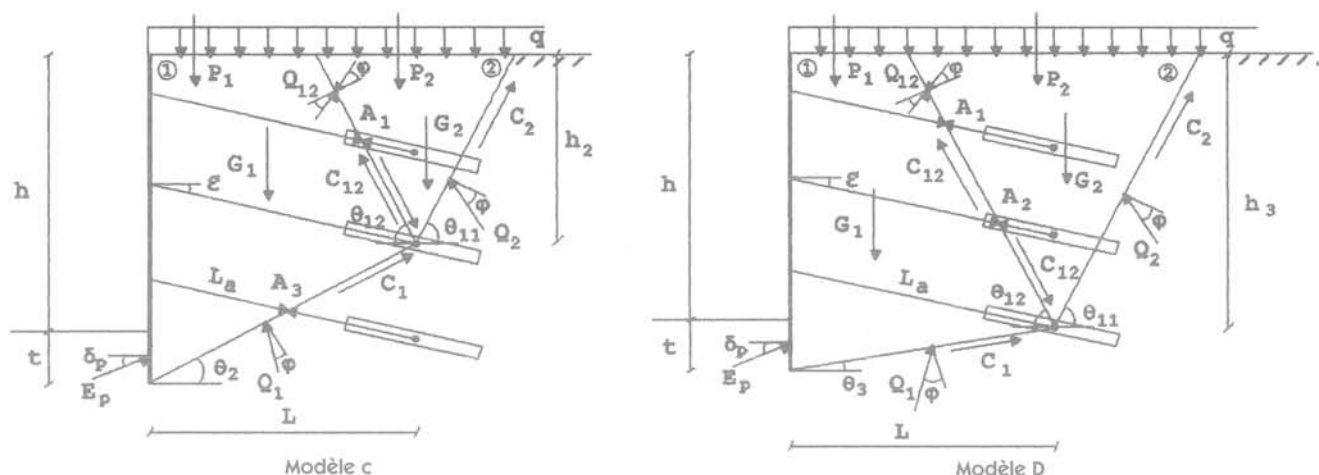


FIG. 4 Modèles de rupture cinématiques pour un mur à triple ancrage (cas 2).
Kinematical failure models for a triple-anchored retaining wall (case 2).

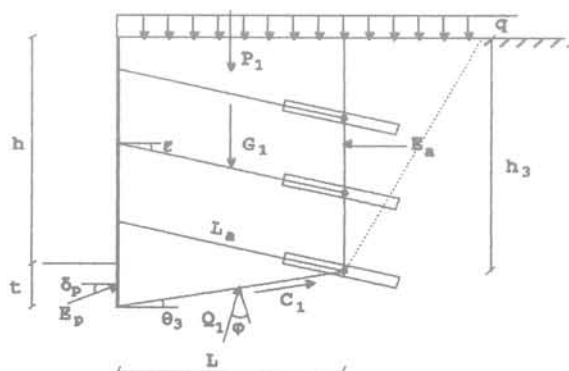


FIG. 5 Modèle simplifié : rupture au niveau de l'ancrage inférieur d'un mur à triple ancrage (modèle D').
Simplified model : failure of the bottom anchor of a triple-anchored retaining wall (model D').

L'équation d'état limite correspondant à la rupture au niveau de l'ancrage du milieu d'un mur de soutènement à triple ancrage, modèle C (Fig. 4) est :

$$E_p \cos(\delta_p - \theta_2 + \varphi) + C_1 \cos \varphi + C_{12} \cos(\theta_{12} - \varphi + \theta_2) + C_2 m_2 \cos \varphi + (A_1 + A_3) \cos(\theta_2 - \varphi + \varepsilon) - [(G_1 + P_1) \sin(\theta_2 - \varphi) + [(G_2 + P_2) \sin(\theta_{11} - \varphi) + A_1 \cos(\theta_{11} - \varphi + \varepsilon)] m_2] = 0 \quad (6)$$

avec :

$$m_2 = \frac{\sin(\theta_{12} - 2\varphi + \theta_2)}{\sin(\theta_{12} + \theta_{11} - 2\varphi)} \quad (6a)$$

L'équation d'état limite correspondant à la rupture au niveau de l'ancrage inférieur d'un mur de soutènement à triple ancrage, modèle D (Fig. 4) est :

$$E_p \cos(\delta_p - \theta_3 + \varphi) + C_1 \cos \varphi + C_{12} \cos(\theta_{12} - \varphi + \theta_3) + C_2 m_3 \cos \varphi + (A_1 + A_2) \cos(\theta_3 - \varphi + \varepsilon) - [(G_1 + P_1) \sin(\theta_3 - \varphi) + [(G_2 + P_2) \sin(\theta_{11} - \varphi) + (A_1 + A_2) \cos(\theta_{11} - \varphi + \varepsilon)] m_3] = 0 \quad (7)$$

avec :

$$m_3 = \frac{\sin(\theta_{12} - 2\varphi + \theta_3)}{\sin(\theta_{12} + \theta_{11} - 2\varphi)} \quad (7a)$$

Les résultats des calculs sont représentés sur la figure 6. Dans le cas de la rupture au niveau de l'ancrage du milieu, le modèle simplifié C' donne des

ancrages plus longs que le modèle cinématique C. La différence maximale est à peu près 7 %. La différence est clairement plus grande (environ 20 %) dans le cas de la rupture au niveau de l'ancrage inférieur (modèles D et D', voir tableaux II et III). Tout de même, les deux modèles présentent les mêmes indices de fiabilité. Dans ce cas, il est déconseillé d'étudier le modèle simplifié à la place du modèle cinématique puisque le modèle simplifié sous-estime ici la sécurité. Une modélisation correcte des mécanismes de rupture est garantie seulement avec le modèle cinématique parce qu'avec ce dernier la sécurité du système n'est pas sous-estimée et correctement calculée.

De plus, un dimensionnement économique des longueurs d'ancrages (jusqu'à environ 2,00 m plus courtes) est possible si on analyse les mécanismes de rupture avec la méthode cinématique [3] (voir Fig. 6). Du tableau II on constate que le modèle cinématique donne des ancres plus courtes que le modèle simplifié. Cette différence est d'autant plus importante que la cohésion est plus grande. Alors que leurs indices de fiabilité β sont égaux (tableau III). Enfin, on a pu souligner que l'influence des forces d'ancrages sur la stabilité des murs de soutènement à ancrage multiple est importante.

Selon les recommandations françaises [12], le modèle simplifié peut être également étudié dans le cas d'ancrages multiples, mais en tenant compte de l'influence des forces d'ancrages coupés sur la force de pression du sol derrière le mur d'ancrage fictif. Reste alors la question sur la manière de déterminer cette force.

2.2

Influence d'une surcharge limitée

L'étude est faite pour une surcharge uniforme limitée des deux côtés (q') et appliquée directement derrière le solide de rupture actif situé à l'avant (Fig. 7). Elle correspond à des charges résultant, par exemple, des constructions adjacentes. On a fait varier sa valeur et sa largeur (b). On suppose que la surcharge limitée est définie par les mêmes paramètres statistiques que la surcharge illimitée q (tableau I). Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau IV.

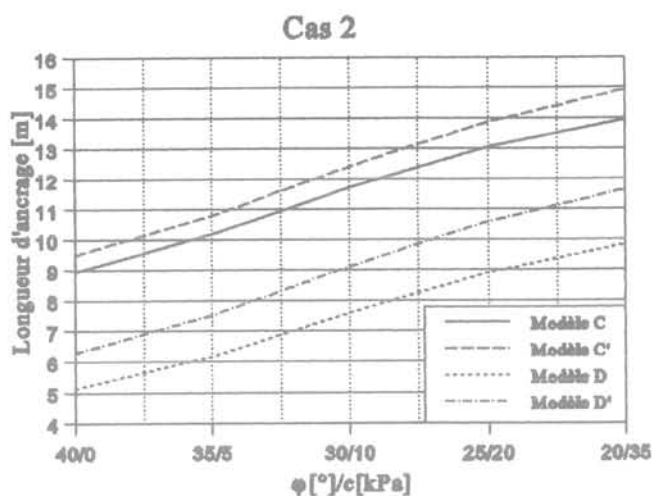


FIG. 6 Comparaison des modèles de rupture cinématiques et simplifiés (cas 2).
Comparison of kinematical and simplified failure models (case 2).

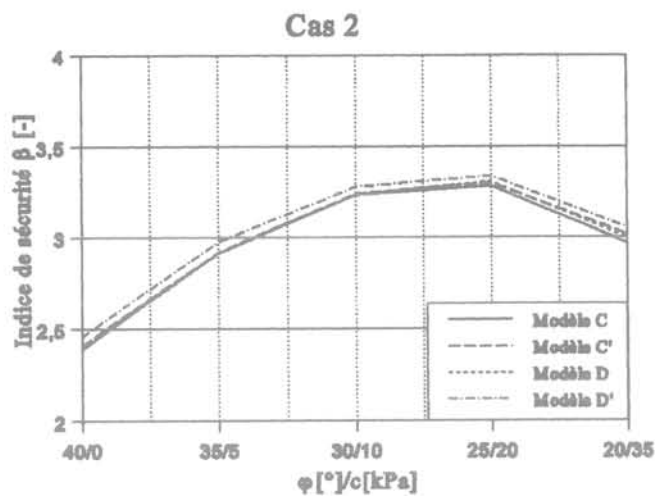


FIG. 7 Influence d'une surcharge limitée.
Influence of a both sides limited surcharge.

TABEAU II Comparaison des longueurs d'ancrage (en m) des modèles D et D'.
Comparison of the anchor lengths (m) of models D and D'.

ϕ ($^\circ$)/c(kPa)	40/0	35/5	30/10	25/20	20/35
Modèle cinématique D	5,13	6,16	7,58	8,90	9,84
Modèle simplifié D'	6,28	7,49	9,11	10,57	11,65

TABEAU III Comparaison des indices de fiabilité (-) des modèles D et D'.
Comparison of reliability indexes of models D and D'.

ϕ ($^\circ$)/c(kPa)	40/0	35/5	30/10	25/20	20/35
Modèle cinématique D	2,40	2,91	3,24	3,31	3,00
Modèle simplifié D'	2,46	2,97	3,28	3,34	3,05

TABEAU IV Influence d'une surcharge limitée sur longueurs d'ancrage L_a et indices de fiabilité β .
Influence of a limited surcharge on anchor lengths L_a and reliability indexes β .

ϕ ($^\circ$)/c(kPa) Modèle	40/0	35/5	30/10 L_a (m) β (-) $q' = 0$	25/20	20/35					
B	5,53	2,72	6,38	3,23	7,47	3,40	8,23	3,25	8,28	2,80
B'	5,53	2,72	6,38	3,23	7,47	3,39	8,28	3,27	8,52	2,86
$q' = 30$ kPa $b = 1,50$ m										
B	5,63	2,76	6,49	3,25	7,60	3,44	8,39	3,30	8,49	2,85
B'	5,74	2,82	6,60	3,29	7,72	3,47	8,57	3,35	8,86	2,94
$q' = 100$ kPa $b = 3,00$ m										
B	6,07	2,71	7,03	3,16	8,25	3,38	9,20	3,36	9,52	3,01
B'	6,76	2,48	7,78	2,78	9,07	2,97	10,12	3,06	10,65	2,92

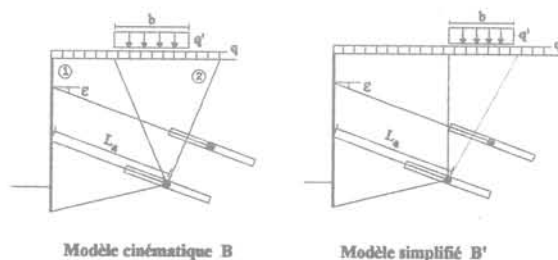


FIG. 7 Influence d'une surcharge limitée.
Influence of a both sides limited surcharge.

Des résultats représentés sur le tableau IV on constate que pour une surcharge limitée $q' = 0$, les deux modèles étudiés, B et B', donnent les mêmes longueurs d'ancrages et les mêmes indices de fiabilité β (voir Fig. 3). Pour $q' = 100$ kPa et $b = 3$ m, le modèle simplifié B' sous-estime la sécurité du système en donnant de plus longs ancres et légèrement plus petits indices de fiabilité β par rapport au modèle cinématique B. Cela est attribué à l'hypothèse d'un mur d'ancrage fictif. Les études ont montré que la pression des terres supplémentaire due à q' appliquée sur le mur

d'ancrage fictif est plus grande que celle sur la surface de glissement intérieure inclinée. Cette différence devient encore plus claire avec l'introduction de surcharges plus élevées.

Enfin, on a pu démontrer que pour des surcharges élevées le modèle cinématique est de loin plus précis et plus économique que le modèle simplifié. La consistance de la cinématique des solides rigides est confirmée.

3

Conclusion

En se basant sur les résultats obtenus dans le cadre de ce travail, les recommandations suivantes sont proposées pour la vérification de la stabilité le long de la surface de glissement profonde :

- Les mécanismes de rupture doivent être analysés avec la méthode cinématique des solides rigides qui donne des résultats réalistes. Une modélisation correcte des mécanismes de rupture est assurée uniquement avec la méthode cinématique, comparée à la méthode simplifiée, parce qu'elle permet d'un côté une utilisation correcte des résistances (résistance au cisaillement du sol dans les surfaces de glissement et

les forces d'ancrages) et d'un autre côté elle est applicable aux différents problèmes de stabilité.

- La surface de glissement intérieure inclinée peut être remplacée par un mur d'ancrage vertical fictif si le solide actif situé à l'arrière n'est soumis à aucune charge et/ou aucune force d'ancrage (cas 1). Dans ce cas, le modèle simplifié est une bonne approche pour le modèle cinématique.

- Dans le cas où le mur est sollicité par des surcharges élevées (p. ex. $q' = 100$ kPa), une modélisation correcte de la rupture est garantie seulement avec le modèle cinématique.

- Si le mur est sollicité par des surcharges moyennes (p. ex. $q' = 30$ kPa), on peut également étudier le modèle simplifié tant que le solide actif situé à l'arrière n'est soumis à aucune force d'ancrage.

Enfin, les études ont montré que l'utilisation du concept statistico-probabiliste de sécurité dans le dimensionnement et la vérification de stabilité des structures est de grande importance. Il permet en comparaison du concept conventionnel de sécurité, d'un côté une étude rationnelle et claire de la stabilité des structures et d'un autre côté une comparaison objective des différents modes de rupture d'une structure et même des différentes structures à travers un niveau de sécurité invariable et homogène.

Bibliographie

- [1] Anderson W.F., Hanna T.H., Abdel-Malek M.N. - « Overall stability of anchored retaining walls ». *Journal of geotechnical engineering* [1], 1983, p. 1416-1433.
- [2] Belabed L. - « Analyse de la fiabilité du système porteur "murs de soutènement à ancrage multiple" avec les méthodes de probabilité ». Thèse de doctorat, Bauhaus-Universität Weimar (Germany), 1996.
- [3] Belabed L. - « Modélisation exacte des mécanismes de rupture pour les murs de soutènement à ancrage multiple ». *Bautechnik* 73, 1996, p. 776-780.
- [4] Belabed L. - « Application du concept probabiliste de sécurité sur la vérification de la stabilité d'ensemble des murs de soutènement ancrés avec la cinématique des solides rigides ». *Revue française de Géotechnique* n° 89, 1999, p. 49-54.
- [5] CEN - « Geotechnical design, general rules. European Committee for Standardization (CEN) ». Eurocode. Nederlands Normalisatie-instituut (NNI), Delft, Prestandard (ENV), 1994.
- [6] DIN 1054.100 - « Vérifications de la sécurité en mécanique des sols ». Institut allemand de normalisation (DIN), 1995.
- [7] Gäbler G. - « Murs cloutés. Comportement et stabilité ». Publications de l'Institut de mécanique des sols et des roches, Université de Karlsruhe, n° 108, 1987.
- [8] Gäbler G., Gudehus G. - « Anchored Walls. Model tests and statistical design ». Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, 1989, p. 829-832.
- [9] Goldscheider M., Kolymbas D. - « Calcul de la stabilité des murs de soutènement à ancrage multiple ». *Geotechnik* 4, 1980, p. 156-164.
- [10] Grusibau - *Règles fixant les exigences en matière de sécurité des ouvrages de construction*. Institut allemand de normalisation (DIN) e.V., Beuth Verlag, Berlin-Köln, 1981.
- [11] Gudehus G. - *Détermination de la pression des terres. Manuel des fondations*, tome 1, version 4, Ernst & Sohn, Berlin, 1990, p. 289-361.
- [12] Habib P. (Éd.) - *Recommendations for the design, calculation, construction and monitoring of ground anchorages* (translation from French). Rotterdam, Brookfield, A.A. Balkema, 1989.
- [13] Kranz E. - « Sur l'ancrage des rideaux de palplanches ». *Informations constructions hydrauliques et recherches*, n° 11, version 2, Berlin, Ernst & Sohn, 1953.
- [14] Weiss W. - « Évaluation de la sécurité pour les fondations ». Publications de l'Institut des fondations de l'université Technique de Berlin, n° 20, 1991.

Technique d'écoute microsismique appliquée au risque d'effondrement dans les mines du bassin ferrifère lorrain

G. SENFAUTE

Institut national
de l'environnement
industriel et des risques
(INERIS), 54042 Nancy

M. ABDUL WAHED

Laboratoire Environnement
Géomécanique et Ouvrages
(LAEGO), École des mines
de Nancy, 54042 Nancy
CEA de Syrie
Damas B.P. 6091 Syrie

J.-P. PIGUET

Laboratoire Environnement
Géomécanique et Ouvrages
(LAEGO), École des Mines
de Nancy, 54042 Nancy

J.-P. JOSIEN

GEODERIS
15, rue Claude-Chappe
BP 95308, 57071 Metz

Résumé

Les bruits émis lors de la rupture des terrains constituent des indices d'initialisation d'un effondrement. La validation de la technique d'écoute microsismique de ces bruits a été effectuée au moyen d'une expérimentation dans une mine de fer en activité. L'expérimentation a consisté à enregistrer, à la surface, les signaux microsismiques correspondant aux ruptures et aux éboulements locaux provoqués au fond de la mine par la destruction volontaire des piliers. Les opérations de dépilage et le foudroyage du toit ont été systématiquement corrélés à une série d'événements microsismiques. L'expérimentation a permis de valider la technique d'écoute microsismique comme moyen de détection des signes précurseurs de la manifestation en surface d'un effondrement, de démontrer l'efficacité de la technique et d'étalonner les paramètres principaux d'un dispositif d'écoute microsismique adapté à la détection et à la surveillance des zones à risque d'effondrement.

Mots-clés : écoute microsismique, effondrement, torpillage, dépilage.

Microseismic monitoring technique applied to the risk of collapse in lorraine iron mines

Abstract

Experiments carried out in a working iron mine validated the microseismic monitoring technique as a means of detecting fracture noise emissions regarded as signals indicating an incipient collapse. In the experiment surface recordings were made of the microseismic signals corresponding to fractures and local collapse phenomena generated at the mine bottom by deliberately destroying pillars. The pillar removal operations and the collapse of the roof were systematically correlated with a series of microseismic events. The experiment served to validate the microseismic monitoring technique as a means of detecting surface precursors of a collapse, to demonstrate the effectiveness of the technique, and to calibrate the principal parameters of a microseismic monitoring system adapted to detection and monitoring in areas where there is a risk of collapse.

Key words : microseismic monitoring, collapse, torpedoing, robbing of pillars.

NDLE : Les discussions sur
cet article sont acceptées
jusqu'au 1^{er} juillet 2001

Introduction

Le bassin ferrifère lorrain s'étend entre les villes de Luxembourg, au nord, et de Nancy, au sud. Le gisement de minerai de fer, d'âge aalénien et d'origine sédimentaire se situe dans les calcaires oolithiques de l'Aalénien, insérés entre les formations marneuses du Lias et les calcaires du Dogger (Jurassique moyen). Ce gisement est quasi horizontal avec un pendage moyen régulier de 3 % et une épaisseur moyenne de 30 m (Fig. 1). Les roches stériles situées au-dessus de la formation ferrifère, appelées « morts-terrains » ont une épaisseur moyenne de 150 m. Les mines les plus profondes du bassin ont exploité le minerai jusqu'à près de 300 m de profondeur.

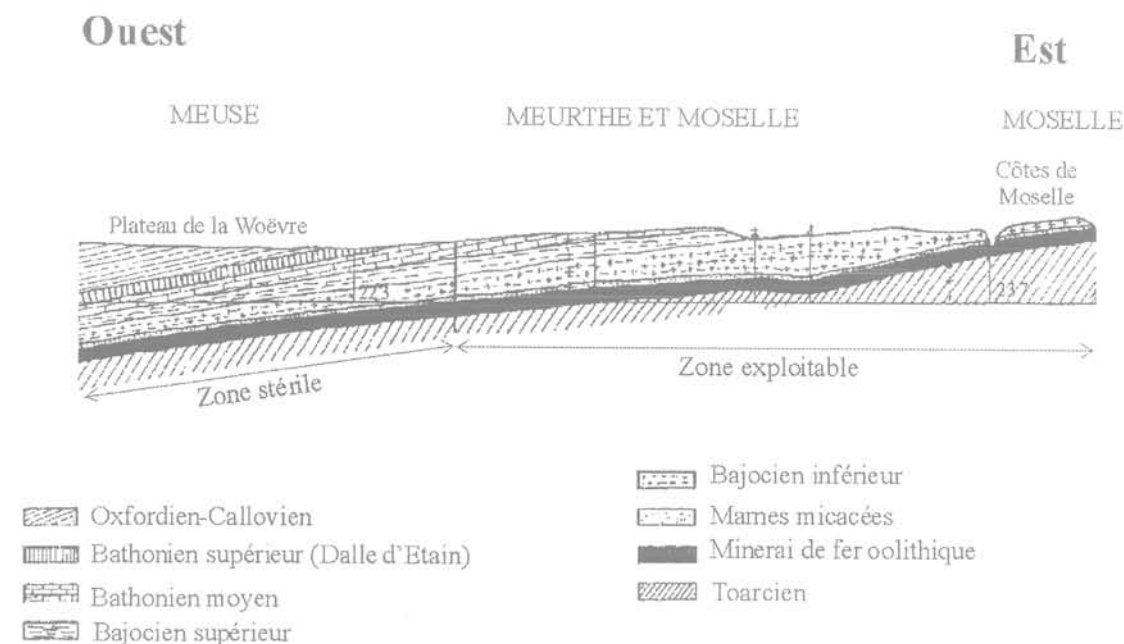


FIG. 1 Coupe géologique simplifiée du recouvrement du bassin ferrifère lorrain.
Simplified geological section of the Lorraine iron ore basin.

monitore d'un risque. Cependant, ces méthodes ne renseignent que sur le comportement local des secteurs instrumentés. Aucune surveillance globale, à l'échelle de l'ensemble de la mine et des terrains environnants, ne semble exister jusqu'à présent.

C'est pourquoi nous avons entrepris une recherche dont l'objectif est de valider la technique d'écoute microsismique pour détecter les bruits émis lors de la rupture de terrains qui constituent les prémices et/ou les premières indications du déclenchement d'un processus d'effondrement (rupture des piliers au fond, puis du toit immédiat, et enfin du recouvrement). La validation de cette technique a été effectuée dans le cadre d'une expérimentation réalisée dans la dernière mine de fer en activité (mine des Terres Rouges de l'Arbed). Cette expérimentation a consisté à détecter et

L'exploitation a été effectuée par dépilage et torpillage des piliers résiduels entraînant le foudroyage du toit sur la plus grande partie du gisement. Par contre, à l'aplomb des zones à protéger (habitations et infrastructures de surface), des méthodes d'exploitation partielle étaient pratiquées : chambres et piliers abandonnés, îlots séparés par des piliers longs. Cependant, dans ces zones, des phénomènes d'effondrement plus ou moins brutaux se sont produits plus ou moins longtemps après l'arrêt des travaux miniers, le plus souvent en raison de la rupture de piliers résiduels abandonnés (Piguet *et al.*, 1999 ; Vinkler et Piguet, 1999).

La technique d'écoute microsismique est aujourd'hui utilisée dans différents contextes : sismicité induite par les travaux d'extraction dans les mines en activité (Senfaute *et al.*, 1994, 1997, 1999), injection de fluides, géothermie (Moriya H., Niitsuma H., 1996), exploitation des hydrocarbures ainsi que pour la surveillance de stockages souterrains ou d'installations sensibles. Dans le cas des mines de fer abandonnées, soumises à des risques d'effondrements brutaux et inattendus affectant la surface, les techniques de surveillance en usage jusqu'à présent reposent sur les mesures de déformation (convergence, expansion) et la détection de leurs accélérations comme indication pré-

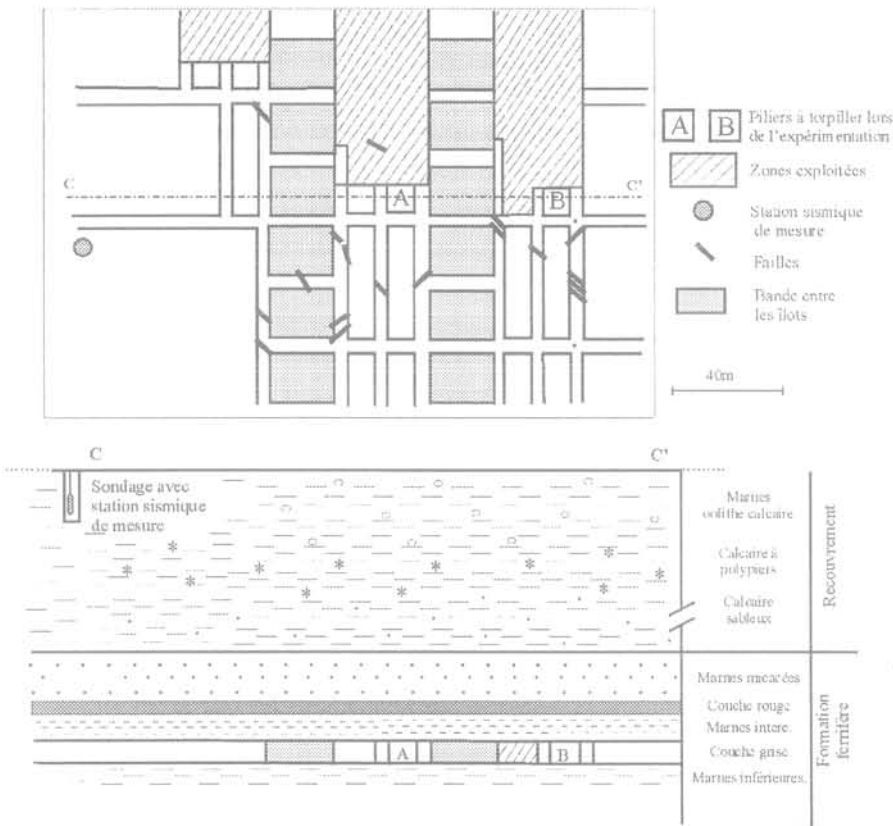
enregistrer en surface les signaux microsismiques correspondant à des événements apparaissant en profondeur et concomitants aux ruptures et effondrements locaux provoqués volontairement dans la mine par la destruction à l'explosif (torpillage) de certains piliers.

Présentation de l'exploitation et du système d'écoute microsismique

Dans les mines de fer de Lorraine, la méthode d'exploitation systématique consistait à découper, par des galeries d'extraction (traçage et dépilage), le gisement en panneaux, eux-mêmes découpés en piliers de géométrie carrée ou parallépipédique avec des dimensions d'ordre plurimétrique. Dans le cas des exploitations totales, les dimensions de ces piliers étaient progressivement réduites puis ils étaient abattus à l'explosif. Cette opération dite de « torpillage des piliers » prévoyait de provoquer l'effondrement des couches du toit de la mine, appelé « foudroyage ».

FIG. 2

a) Vue en plan du chantier en cours d'exploitation et localisation de la station microsismique; b) Coupe géologique simplifiée du site. a) Plan view of the mine workings and location of the microseismic monitoring station; b) Simplified geological section at the site.



Lorsqu'il était jugé nécessaire de protéger les infrastructures de surface (villes, routes, voies ferrées, etc.) les méthodes pratiquées consistaient alors, soit à laisser en place un certain nombre des piliers (méthode dite « des piliers abandonnés »), soit à limiter les dimensions des panneaux (méthode dite des « îlots »).

La géométrie de l'unité d'exploitation suivie par écoute microsismique est présentée figure 2. Dans cette unité d'exploitation, l'épaisseur du recouvrement est d'environ 210 m, la largeur des îlots est de 40 m, la largeur des bandes entre les îlots de 30 m et la hauteur des bandes entre les îlots de 4 m. La station microsismique est positionnée à 30 m de profondeur sous la surface du sol dans un forage vertical implanté à environ 240 mètres du pilier A et à environ 300 m du pilier B (Fig. 2). La station microsismique est une station tridirectionnelle qui utilise trois accéléromètres monodirectionnels disposés orthogonalement avec une bande passante de 2 à 2300 Hz et une sensibilité de 500 mV/g. L'acquisition des signaux est réalisée par un ordinateur local à une fréquence d'échantillonnage de 10 kHz (Fig. 3).

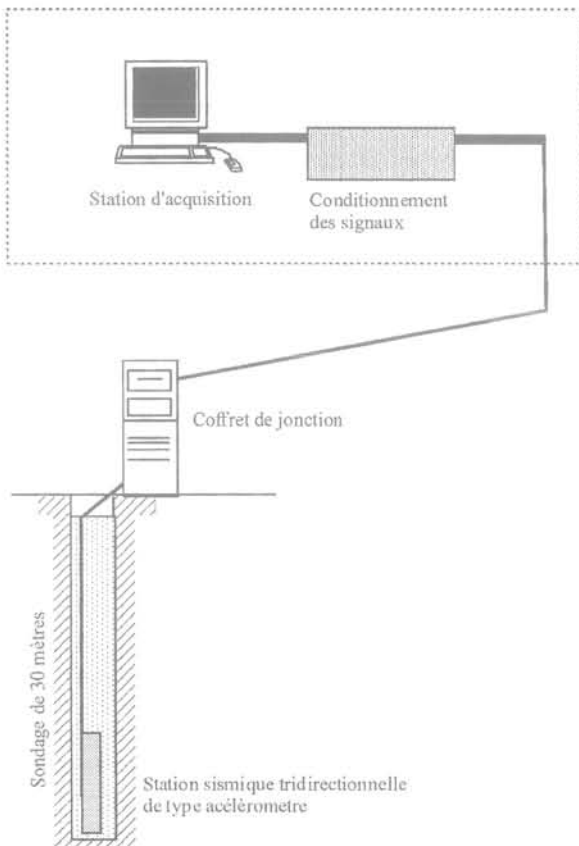


FIG. 3 Dispositif de mesure microsismique. Microseismic measuring system.

3

Événements microsismiques enregistrés

Le dispositif microsismique installé en surface, lors des opérations de dépilage et torpillage des piliers au fond de la mine, est resté en écoute pendant 34 jours. Pendant cette période, 260 événements microsismiques ont été enregistrés. Ces événements ont été classés en trois types en fonction de leur concomitance avec les opérations réalisées et/ou les observations constatées au fond de la mine :

- classe 1 : événements associés aux tirs de torpillage de piliers et/ou des chantiers de creusement des galeries de traçage ou dépilage ;

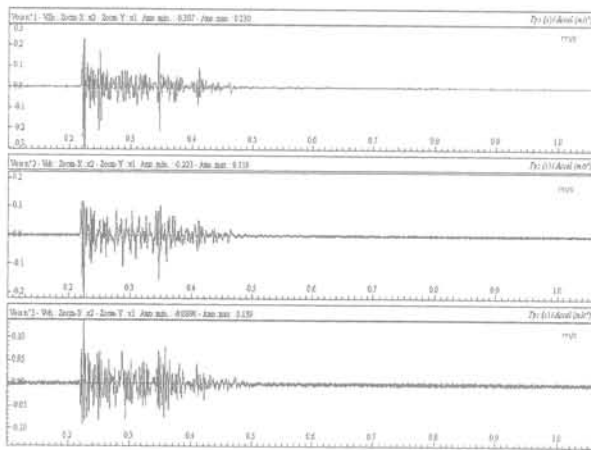
– classe 2 : événements associés aux ruptures du toit immédiat, lors du processus de foudroyage des terrains du toit ;

– classe 3 : événements associés aux ruptures hors foudroyage du toit.

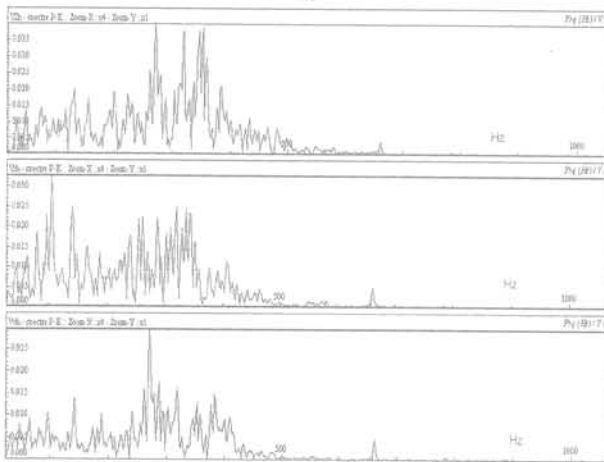
L'identification des événements de la classe 1 est réalisée avec le relevé de l'heure à laquelle le tir a été effectué, ils sont concomitants des tirs. Les événements de la classe 2 sont définis comme concomitants d'effondrements totaux ou localisés du toit (foudroyage), consécutifs au torpillage des piliers. L'expérience a montré que le foudroyage peut être immédiat ou décalé de quelques heures à quelques jours après le tir de torpillage. La troisième classe d'événements correspond à des événements nombreux mais relativement isolés. Ils surviennent hors des heures de tirs de dépilage ou traçage et hors du foudroyage du toit. Le tableau I donne la répartition des enregistrements réalisés durant toute la période d'écoute microsismique.

Événements microsismiques associés aux tirs

Toutes les vibrations provoquées par les tirs effectués lors des opérations d'exploitation et localisées à 300 m de la station sismique ont été systématiquement enregistrées par le dispositif d'écoute sismique. Les signaux enregistrés sont de très forte amplitude, ce qui induit une saturation du signal. La fréquence maximale des signaux est d'environ 300 Hz avec des pics qui vont jusqu'à environ 500 Hz (Fig. 4). D'autres tirs localisés dans des chantiers plus lointains situés à environ 600 mètres de la station d'écoute ont aussi été enregistrés. La fréquence maximale de ces événements est plus faible, inférieure à 100 Hz (Fig. 5). Enfin, des tirs localisés à environ 900 m de la station d'écoute n'ont pas été détectés par le système.



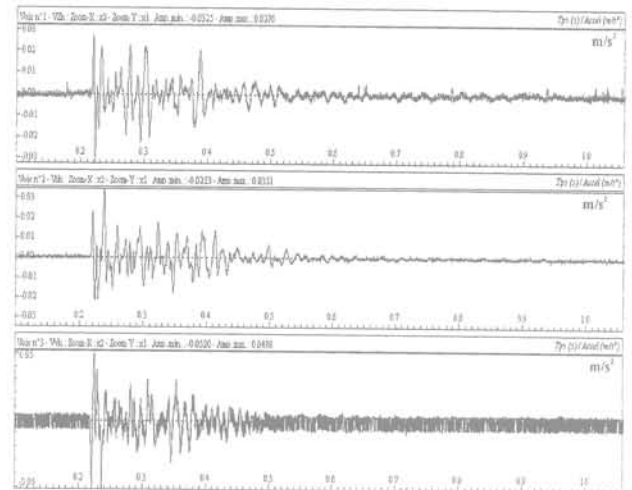
a



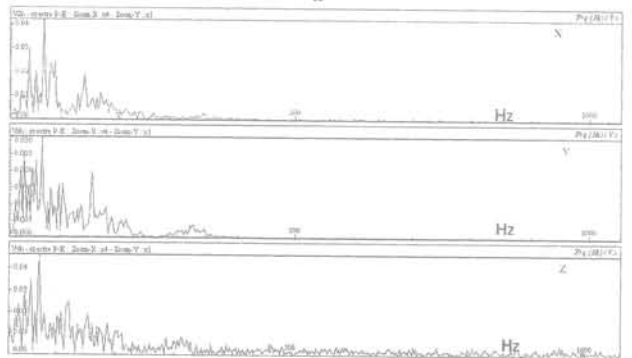
b

FIG. 4 Exemple des signaux sismiques enregistrés lors d'un tir effectué à 300 m de la station d'écoute sismique placée en surface. a – sismogrammes selon X, Y, Z des accélérations (m/s²) ; b – spectres en fréquence.

Examples of seismic signals recorded during blasting operations some 300 m from the seismic monitoring station on the surface. a – seismogramme according to X, Y, Z of accelerations (m/s²); b – frequency spectra.



a



b

FIG. 5 Exemple des signaux sismiques enregistrés lors d'un tir effectué à environ 600 m de la station d'écoute sismique placée en surface. a – sismogrammes selon X, Y, Z des accélérations (m/s²) ; b – spectres en fréquence.

Examples of seismic signal recorded during blasting operations some 600 m from the seismic monitoring station on the surface. a – seismogramme according to X, Y, Z of accelerations (m/s²); b – frequency spectra.

TABEAU 1 Événements microsismiques totaux enregistrés lors de la période d'écoute.
Total microseismic events recorded during the monitoring period.

Classe 1	Classe 2	Classe 3
Événements sismiques concomitants des tirs	Événements sismiques concomitants du foudroyage	Événements sismiques enregistrés hors foudroyage et tirs
26	66	168

3.2

Événements microsismiques associés aux ruptures du foudroyage

Le foudroyage du toit consécutif au torpillage des piliers A et B (Fig. 3) a généré 66 événements microsismiques.

Ces événements se caractérisent par une arrivée en rafale, c'est-à-dire, des événements nombreux enregistrés dans un court laps de temps nettement décalé de la fin des tirs. La signature temporelle des signaux et le contenu spectral de ces événements sont nettement différents de ceux associés aux tirs. Ce sont des événements très courts avec des pics de fréquence maximale entre 300 et 400 Hz (Fig. 6).

3.2.1

Foudroyage consécutif au torpillage du pilier A

Une série d'événements microsismiques a été enregistrée dans la minute qui a suivi le dernier tir de torpillage, correspondant à la suppression du pilier. Les observations effectuées au fond de la mine ont attesté de l'occurrence du foudroyage immédiatement après le tir de torpillage. Elles permettent d'associer les événements microsismiques enregistrés avec les ruptures générées par l'arrivée du foudroyage.

3.2.2

Foudroyage consécutif au torpillage du pilier B

La configuration de ce pilier est différente de celle de la zone A. Le pilier B est à environ 6 m d'un pilier déjà torpillé et de la zone foudroyée correspondante. Cette configuration implique que les dimensions de la cloche d'éboulement de ce pilier soient plus importantes que celles qui ont été associées au pilier A. Cette nouvelle cloche de foudroyage irait rejoindre la cloche de foudroyage du pilier voisin.

Au moment du torpillage du pilier B, aucun événement microsismique (en dehors des tirs) n'a été enregistré. Les observations au fond de la mine ont confirmé l'absence d'effondrement ou de foudroyage après les tirs de torpillage du pilier. Des nouveaux tirs ont été effectués 24 heures plus tard, sans foudroyage immédiat. Une rafale d'événements a été enregistrée 7 heures après cette dernière série de tirs (20 événements microsismiques en 40 minutes). Les vérifications au fond de la mine ont permis de constater que ces événements étaient concomitants avec une partie du foudroyage du toit. Les observations montraient toutefois que le foudroyage n'était pas complet. Une nouvelle rafale d'événements, plus importante que la précédente (40 événements microsismiques en une heure) a été enregistrée 16 heures après ce premier foudroyage partiel. Les vérifications effectuées au fond de la mine ont permis de constater que ces événements étaient associés à l'occurrence d'un deuxième foudroyage. Après le déclenchement de cette deuxième rafale d'événements, aucun autre événement n'a été enregistré tandis que le foudroyage cessait de se développer.

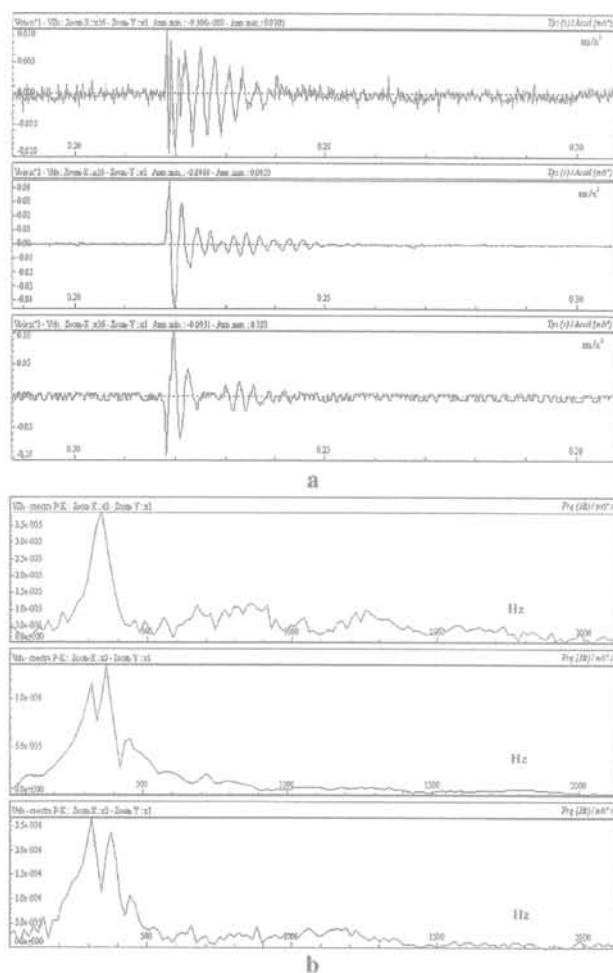


FIG. 6 Exemple de signaux sismiques enregistrés lors du foudroyage du toit. On peut constater la différence avec la signature des événements sismiques associés aux tirs (cf. Figs. 4 et 5). a – sismogrammes selon X, Y, Z des accélérations (m/s²); b – spectres en fréquence.

Examples of seismic signals recorded during the collapse of the roof. The difference with the signature of the seismic events associated with blasting can be clearly seen (see Fig. 4 and 5). a – seismogramme according to X, Y, Z of accelerations (m/s²); b – frequency spectra.

Événements microsismiques associés aux ruptures hors foudroyage sensu strict du toit

Ces événements se caractérisent par leur enregistrement exclusivement hors des heures de tir et hors du foudroyage constaté des toits. Ces événements ne se présentent pas en rafale, ils sont isolés dans le temps et arrivent à n'importe quel moment. La signature et le contenu spectral sont similaires aux événements associés au foudroyage. Ces événements ont été interprétés comme des réajustements différés dans le massif rocheux au voisinage de la zone exploitée (ruptures internes du toit ou des piliers qui restent confinés, sans manifestations visibles dans les galeries).

Sensibilité du système de surveillance par rapport aux événements sismiques enregistrés

Compte tenu de la gamme de fréquence des événements survenus au fond de la mine et de celle des capteurs mis en place pour les détecter et les enregistrer, il est apparu qu'aucun événement associé à des tirs survenus à une distance supérieure à 900 m n'a été détecté par la station microsismique utilisée. En revanche, tous les tirs survenus à une distance inférieure à 600 m ont été détectés par la station sismique.

D'autre part, les ruptures constatées du massif se produisant au niveau des couches exploitées à une distance d'environ 300 m de la station sismique ont été détectées et ont déclenché l'enregistrement de signaux sismiques interprétables. C'est pourquoi le rayon de sensibilité du système a été fixé à 300 m en première approximation.

RÉMÉRIEMENTS

Les auteurs remercient les sociétés LORMINES et ARBED ainsi que le ministère de l'Industrie pour le financement apporté dans la réalisation de cette expérimentation. Nous remercions particulièrement la direction et le personnel de la mine des Terres Rouges de l'ARBED pour l'appui qu'ils nous ont apporté dans la réalisation de l'étude sur le site.

Bibliographie

- Moriya H., Niitsuma H. – « Doublet analyses for characterizing regional structures in three-component microseismic measurements ». The 6th conference on AE/MA in Geological Structures and Materials, 1996.
- Piguet J.-P., Josien J.-P., Kouniali S., Bigarré P., Vouille G. – « The contribution of rock mechanics for long term risk assessment and management in abandoned mines. The case of iron mines in Lorraine ». 9th International Congress of Rock Mechanics, Paris, Balkema, 1999, p. 317-323.
- Senfaute G., Bigarré P., Josien J.-P., Mathieu E. – « Real-time microseismic monitoring : Automatic wave processing and multilayered velocity model for accurate event location ». *Rock Mechanics in Petroleum Engineering, EUROCK'94*, Delf (Netherlands) Balkema, 1994, p. 631-638.
- Senfaute G., Chambon C., Bigarré P., Guise Y., Josien J.-P. – « Spatial Distribution of Mining Tremors and the Relationship to Rockburst Hazard ». *Pure and Applied Geophysics*, vol. 150, Basel, Birkhäuser Verlag, 1997, p. 451-459.
- Senfaute G., Al-Heib M., Josien J.-P., Noirel J.-F. – « Detection and monitoring of high stress concentration zones by numerical and microseismic methods ». *9th International Congress of Rock Mechanics*, Paris, Balkema, 1999, p. 1065-1070.
- Tincelin E. – « Pressions et déformations de terrains dans les mines de fer de Lorraine ». Thèse à la Faculté des Sciences de l'Université de Nancy, 1958, 283 pages.
- Vinkler F., Piguet J.-P. « Analysis of the long term stability of an ancient room and abandoned pillar mine. Impact of the water level ». *FLAC Symposium on Numerical Modeling in Geomechanics*, Minneapolis, Itasca Ed., 1999, p. 245-253.

Conclusion

Les opérations de défilage effectuées au fond de la mine et, en particulier, les ruptures du foudroyage du toit ont été corrélées sans ambiguïté à une série caractéristique d'événements microsismiques enregistrés par une station sismique tridirectionnelle placée en surface. Les événements microsismiques associés aux ruptures du foudroyage du toit sont des événements très courts avec des pics de fréquence maximale entre 300 et 400 Hz. D'autres événements, produisant des signaux analogues à ceux du foudroyage du toit mais plus isolés dans le temps ont été interprétés comme des réajustements différés dans le massif rocheux.

L'expérimentation a permis de faire la démonstration de la validité de la technique d'écoute microsismique comme moyen de détection des signes plus ou moins précurseurs d'un processus d'effondrement limité du toit, avant que le phénomène ne soit répercuté en surface, de démontrer l'efficacité de la technique et de préciser les paramètres principaux d'un dispositif d'écoute microsismique adapté à la détection et à la surveillance des zones à risque d'effondrement dans le bassin ferrifère lorrain.

Une première application a été mise en œuvre sur les villes de Jœuf et Homécourt. Le sous-sol de ces villes est entièrement sous-cavé par des travaux miniers aujourd'hui abandonnés. Un dispositif de surveillance microsismique continue a été installé sur ce site et sur la base des résultats de ces essais de qualification préliminaires pour la surveillance d'une zone estimée particulièrement critique, une procédure de dépouillement et d'alarme a été établie. Depuis, d'autres installations d'écoute microsismique ont été mises en place dans le bassin ferrifère lorrain, dans des zones où les risques d'effondrement sont apparus importants.