# Sommaire

École Nationale das Ponta et Chaussour CLE,R.M.F.S 6 et 8. Avenue Plaise Ponta Cité Descartes Channes et Mismu 77455 MARINE de Value de Charles Tél. : 01 64 15 35 44 - Roy Color de Charles

Mécanisme de déformation dans les argiles surconsolidées	
M. HATTAB, PY. HICHER	
Rupture des remblais routiers causés par l'infiltration de l'eau	
E. STILGER-SZYDŁO	
Étude du phénomène d'écrasement des grains de schiste au compactage	
B. MELBOUCI	(
	1
A. BEN MAMMOU, W. BERRIRI, M. SADDEM	2
Dimensionnement des renforcements géosynthétiques de plates-formes sur cavités	
L. BRIANCON, P. VILLARD	
Discussion au sujet de l'article « Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et ouvrages sensibles » (n° 111)	
A. DHOUIB	(

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE N° 117 4° trimestre 2006 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 chaque numéro, 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 cd-rom contenant les fichiers à l'un des rédacteurs en chef :

Isam Shahrour Polytech'Lille Cité scientifique Bd Paul-Langevin 59655 Villeneuve-d'Ascq CEDEX

Françoise Homand École de géologie (ENSG) BP 40 54500 Vandœuvre-lès-Nancy Denis FABRE Chaire de géotechnique 2, rue Conté 75141 Paris CEDEX 3

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

## REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Rédacteur en chef: F. HOMAND (ENSG)

Co-rédacteurs en chef : D. FABRE (CNAM), I. SHAHROUR (Polytech'Lille)

**Comité de lecture** : Gabriel AUVINET (UNAM, Mexico), Roger COJEAN (École des mines de Paris), Alain GUILLOUX (Terrasol), D. JONGMANS (Université Joseph-Fourier, Grenoble), R. KASTNER (INSA, Lyon), A. PARRIAUX (École polytechnique fédérale de Lausanne, Suisse), F. PELLET (Université Joseph-Fourier, Grenoble), A. POUYA (LCPC, Paris), C. SCHROEDER (Université de Liège), J.-P. TISOT (ENSG, Nancy), Pierre VEZOLE (Eiffage), Gérard VOUILLE (École des mines de Paris)

Revue trimestrielle

Abonnement 2006 (numéros 114 à 117) franco : 126 €

Prix au numéro franco : 38 € (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 : 97190. Dépôt légal : février 2007

(©) 2006 ISSN 0181 — 0529

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

# Mécanismes de déformation dans les argiles surconsolidées

Résumé

L'objectif de cette étude est la caractérisation expérimentale des mécanismes de déformation dans une argile surconsolidée (kaolinite P300) sur chemin triaxial axisymétrique. Un intérêt particulier est porté au mécanisme déviatoire dû à la partie déviatoire du tenseur des contraintes. La représentation dans l'espace (e, p', q) des résultats d'essais sur chemins purement déviatoires et l'utilisation du modèle Cam-clay permettent de suivre l'évolution du chemin expérimental et de voir apparaître un domaine pseudo-élastique volumique. La projection des résultats expérimentaux, dans le plan (q/p', dɛ<sub>v</sub>/dɛ̄), permet de suivre précisément la loi d'écoulement expérimentale au regard des lois de Roscoe et de Rowe.

*Mots-clés* : pseudo-élasticité volumique, degré de surconsolidation, dilatance, écoulement plastique, essai triaxial, modèle cam-clay, kaolinite P300.

# Strain mechanisms in overconsolidated clay

Abstract

The strain mechanisms of an overconsolidated clay (P300 kaolinite) along axisymetric triaxial paths are experimentally characterized with particular interest given to the deviatoric mechanism due to the deviatoric part of stress tensor. The presentation of tests results along pure deviatoric stress paths in a (e, p', q) space and the use of the Cam-clay model allow to follow the evolution of the experimental path and to highlight a pseudo-elastic volumetric domain. The projection of the experimental results in the  $(q/p', de_v/de)$  plane allows a detailed experimental characterization of the plastic flow in comparison with Roscoe and Rowe's relationships.

*Key words :* volumetric pseudo-elasticity, over consolidation ratio, dilatancy, plastic flow, triaxial test, cam-clay model, kaolinite P300.

## M. HATTAB

Laboratoire de mécanique des sols, structures et matériaux École centrale de Paris Grande Voie des Vignes 92295 Châtenay-Malabry Cedex mahdia.hattab@ecp.fr

## P.-Y. HICHER

Institut de recherche en génie civil et mécanique GeM-UMR CNRS 6183 École centrale de Nantes BP 92101 44321 Nantes Cedex 3

> NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1<sup>er</sup> avril 2007.

## Introduction

Les développements récents ont permis la réalisation d'appareils triaxiaux avec systèmes d'asservissement de plus en plus performants rendant possible l'exploration du comportement des sols avec un degré élevé de précision. Le pilotage automatique des essais peut se faire suivant un large éventail de chemins de contraintes (p' = constante,  $\sigma'_{3}$  = constante, e = constante, etc.), et l'acquisition en temps réel des données permet une analyse très fine du comportement aussi bien en petites qu'en grandes déformations. L'objectif du travail présenté dans cet article est de contribuer, par l'observation et en se plaçant dans le cadre formel de l'élastoplasticité, à l'amélioration de la compréhension des mécanismes de déformation dans les argiles surconsolidées.

Sur chemins triaxiaux classiques ( $\sigma'_3$  = constante et e = constante) la déformation volumique totale est le résultat d'un couplage entre deux mécanismes, un mécanisme isotrope provoqué par la composante isotrope de la contrainte (p') et un mécanisme déviatoire provoqué par la composante déviatoire (q). Une attention particulière est portée au mécanisme déviatoire et à l'apparition et à l'évolution des déformations volumiques dues la partie déviatoire de la contrainte. Les chemins purement déviatoires (menés au triaxial à p' = constante) présentent l'intérêt de permettre de s'affranchir de la partie isotrope de la contrainte et la déformation volumique obtenue est ainsi directement reliée au déviateur.

Les résultats montrent que, quel que soit le chemin, une phase que l'on peut qualifier de pseudo-élastique volumique apparaît en début du chargement. Celle-ci, inexistante dans les argiles normalement consolidées (OCR = 1), correspond à un domaine dans lequel la déformation volumique n'est fonction que de l'évolution de la partie isotrope de la contrainte. Pour une contrainte de consolidation donnée, ceci se traduit, dans l'espace du triaxial (e, p', q), par une surface incurvée issue de la courbe de déchargement isotrope c. Bien qu'associée, dans certains modèles comme le modèle Cam-clay par exemple, à un comportement élastique non linéaire, elle ne traduit pas la réversibilité du comportement. Nous distinguerons donc le domaine pseudo-élastique volumique, défini ci-dessus et caractérisé en grandes déformations, du domaine élastique caractérisé par la réversibilité du comportement, et mis en évidence dans le domaine des petites déformations, de l'ordre de 10<sup>-6</sup> à 10<sup>-5</sup> de la déformation axiale (Biarez, 1962; Seed et Idriss, 1970; Kokusho, 1980; Hicher, 1985; Vucetic, 1994; Hicher, 1996). Le modèle Cam-clay initial a été introduit comme repère théorique simple permettant une meilleure interprétation des résultats obtenus.

## Procédure experimentale et materiau utilisé

2

Les essais ont été réalisés sur la kaolinite P300 qui a fait l'objet d'études approfondies permettant notamment de perfectionner l'écriture des lois de comportement (modèle multimécanismes de l'ECP; Hujeux, 1985). Le tableau I résume les paramètres d'identification du matériau.

#### TABLEAU I Paramètres de nature.

Composition minéralogique	Kaolinite – Illite – Quartz
Couleur	Jaune
% < 80 μm	96
% < 2 μm	59
Limite de liquidité (%)	W <sub>L</sub> = 40
Indice de plasticité (%)	Ip = 20

L'argile, gui au départ se présente sous forme de poudre sèche, est humidifiée afin d'obtenir une boue dont la teneur en eau est égale à 1,5 w1. La pâte est ensuite introduite dans un consolidomètre (à double drainage) et consolidée sous une contrainte verticale de 120 kPa. L'échantillon est alors taillé en éprouvette cylindrique avec un élancement h/d = 1 (h = d = 35 mm), il est ensuite placé, muni d'un système antifrettage permettant le drainage aux deux extrémités, dans la cellule triaxiale. Le système antifrettage est formé de deux plaques lisses circulaires légèrement graissées sur lesquelles est disposée une couche fine de latex. Cette mise en place (élancement égal à 1 plus un système antifrettage) apparaît comme un compromis optimal pour maintenir l'homogénéité des déformations (Hicher, 1985 ; Lade et Tsai, 1985 ; Frost et Yang, 2003), celles-ci pouvant aller jusqu'à 8 % de la déformation axiale.

Le système expérimental comprend une cellule triaxiale, type Bishop (Bishop et Wesley, 1975), et trois contrôleurs pression volume (GDS1, GDS2, GDS3) pour le pilotage et l'acquisition des résultats. En figure 1 sont représentées en trait fort les commandes transmises aux deux contrôleurs « GDS1 » et « GDS2 », le premier pour le contrôle de la contrainte radiale  $\sigma_3$  le second pour le contrôle de la contrainte axiale  $\sigma$ , (générée par la chambre de pression située dans la partie inférieure de la cellule). Le troisième contrôleur « GDS 3 » a la double fonction de contrôle de la contre pression et d'acquisition des variations de volume. Un logiciel assure l'automatisation des essais sur un large éventail de chemins de contraintes (p' = constante,  $\sigma'$ , constante, e = constante, etc., Hattab et Hicher, 2004), ainsi que l'acquisition des résultats en temps réel. Une procédure de contrôle de microfuites, pouvant être dues à la porosité de la membrane, y est intégrée, celleci est décrite dans Hattab et Hicher, 1995. Les essais triaxiaux sont menés sur des échantillons saturés, la première étape consistant à vérifier la qualité de la satu-

ration par le suivi du coefficient  $B\left(\frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3}\right)$  de Skempton;

l'étape du chargement isotrope est lancé lorsque B  $\approx$  100 %.

## Caractérisation experimentale du domaine pseudo-élastique volumique

## Définition

Le comportement pseudo-élastique volumique a été observé et mis en évidence sur chemins triaxiaux classiques (à e et  $\sigma'_3$  constants) dans les argiles surconsolidées par plusieurs auteurs (Ladd, 1964 ; Lee et Seed, 1967 ; Parry et Nodarajah, 1973 ; Biarez et Hicher, 1994).



Cette première phase du comportement correspond, lorsque le chemin est à contrainte latérale effective constante ( $\sigma'_3$  = constante), à un chemin qui dans le plan (e, p') suit approximativement la courbe c<sub>s</sub> de déchargement isotrope (exemple de la kaolinite P300 (Fig. 2)).

Par conséquent, la caractérisation du comportement pseudo élastique volumique observé, sera basée sur l'expression de la courbe de déchargement isotrope  $c_s$ . Ainsi, tout chemin évoluant dans l'espace (e, p', q) et dont la projection sur (e, p') suit le chemin  $c_s$ , est supposé induire des déformations volumiques dues uniquement à l'évolution de la partie isotrope de la contrainte sans que celles ci soient élastiques, on les notera de <sup>(p')</sup> (la décomposition du tenseur des contraintes étant donnée par l'équation 1-A en annexe A).

La relation (8-A) de l'annexe A s'exprimera alors sous la forme suivante :



Dans ce qui suit, nous allons voir comment apparaît le comportement pseudo-élastique dans différents chemins triaxiaux.

#### 3.2

## Chemins purement déviatoires

Dans un chemin triaxial axisymétrique purement déviatoire, l'essai consiste à maintenir p' = constante. En terme d'incréments, l'équation (1-A) devient d $\underline{\sigma}' =$  dq  $\underline{c}$ , par conséquent la déformation volumique obtenue n'est due qu'à l'évolution du déviateur noté d $\epsilon_v^{(q)}$  soit d $\epsilon_v = d\epsilon_v^{(q)}$ , car d $\epsilon_v^{(p)} = 0$ .

Les résultats d'essais à des degrés de surconsolidation variant de 1 à 50 sont représentés dans les plans (q, p'), ( $\varepsilon_v$ , q) et (e, log p') (Figs. 3 et 4), la contrainte de consolidation étant p'<sub>c,0</sub> = 1000 kPa. Les essais dans les conditions normalement consolidés (NC) à différentes contraintes de consolidation ont permis préalablement de fixer les droites c<sub>c</sub> et *M* (Hattab, 1995), et les essais surconsolidés (OC) de fixer la droite de plasticité parfaite notée *PP* dans le plan (e, log p'). Dans le modèle de Camclay cette droite correspond à la droite d'état critique CSL. Le parallélisme avec la droite c<sub>c</sub> se trouve ainsi vérifié (Lee et Seed, 1967; Schofield et Wroth, 1968; Biarez et Hicher, 1994; Favre *et al.*, 2002). On déduit les valeurs des paramètres suivants : M = 1,05, c<sub>r</sub> = 0,191 et c<sub>r</sub> = 0,066.

Lorsque les résultats d'essais à degré de surconsolidation supérieur à 1 (noté OCR > 1) sont projetés dans le plan ( $\varepsilon_v$ , q), une première phase est mise en évidence en début du chargement pour laquelle la déformation volumique est nulle (Fig. 3). Ceci se traduit par  $\varepsilon_v = \varepsilon_v^{(q)} = 0$  et le tenseur de déformation ne dépend que de la déformation déviatoire  $\overline{\varepsilon}$ ; la relation (5-A) de l'annexe A devient alors :  $\underline{\varepsilon} = \overline{\varepsilon} \underline{d}$ . Aux limites de cette phase, l'écoulement plastique apparaît par un comportement soit contractant si OCR < 2,5, soit dilatant si OCR > 2,5. Le OCR = 1,5 semble induire un comportement pour lequel  $\varepsilon_v = \varepsilon_v^{(q)} = 0$  tout le long du chemin, et ce jusqu'à l'état de plasticité parfaite défini par M dans le plan (q, p').



Ces résultats, particulièrement l'évolution de la contractance et de la dilatance que l'on peut suivre en figure 3, ont permis d'identifier trois domaines du plan (q, p'): un domaine à «volume constant » limité par la courbe expérimentale notée (M\* m\*2 m\*1) dans Hattab et Hicher (2004), où l'évolution du chemin déviatoire n'induit aucune déformation volumique ( $\epsilon_v = 0$ ). Cette zone est séparée par les domaines de contractance (borné par m\*1 et la droite d'état critique M) et de dilatance (borné par M\* m\*2, et la courbe de résistance maximum notée  $\zeta$ ). Ce comportement à «volume constant » se traduit, dans le plan (e, p') en figure 4, par



un point fixe sur la droite c<sub>s</sub>. A l'issue de cette première phase, un écoulement plastique est activé dans les conditions de contractance (diminution de e) et de dilatance (augmentation de e) décrites précédemment.

Ainsi ces résultats montrent que sur chemins à p'=constante le comportement pseudo-élastique volumique est un domaine à  $d\epsilon_v = 0$  (ou à e = constante).

#### 3.3

## Chemins triaxiaux classiques

Les résultats d'essais triaxiaux à  $\sigma'_3$  = constante sont représentés en figure 5, pour OCR = 5 et OCR = 8, p'<sub>c0</sub> = 1000 kPa. Dans les deux cas, nous pouvons suivre dans le plan (e, p'), un chemin évoluant sur la courbe c<sub>s'</sub> en début du chargement. Nous retrouvons donc la phase de comportement pseudo-élastique volumique, les déformations volumiques qui s'y développent sont indépendantes du déviateur de contrainte q et vérifient l'équation (1).

Sur chemin non drainé ( $\varepsilon_{v} = 0$ ), le tenseur de déformation ne dépend que de la déformation déviatoire  $\bar{\epsilon}$ , la relation (5-A, annexe A) devient:  $\varepsilon = \overline{\varepsilon} d$ . Les essais sont réalisés à des degrés de surconsolidation identiques aux essais précédents soit OCR = 5 et OCR = 8 (Fig. 6). Dans le plan (q, p') les résultats montrent une très faible variation de p' en début de chargement, et le chemin suit sensiblement une verticale jusqu'à une certaine valeur du déviateur qu'on nommera q<sub>car</sub>. Puis, le chemin s'incurve vers les domaines de p' plus élevés avant de rejoindre l'état de plasticité parfaite (ou état critique). Ces résultats rejoignent ceux de Ladd (1964) sur la «Simple Clay» NC et OC. Dans le plan (e, p'), cette première phase de comportement se traduit par un point fixe sur la courbe c.. Le comportement pseudo-élastique volumique dans les chemins à est donc caractérisé par un domaine où p' reste constante.





## Résultats expérimentaux dans l'espace (e, p', q)

4

La représentation des essais triaxiaux, proposée en 3D dans l'espace (e, p', q), permet une analyse qualitative en référence au modèle Cam-clay. Même si les limites liées au modèle (Aitkinson et Bransby, 1977; Muir-Wood, 2001), qui ressortent ici d'une manière évidente, ont été en partie résolues par un certain nombre de modèles plus sophistiqués à multimécanisme (Hujeux, 1985; Stallebrass et Taylor, 1997, etc.), son utilisation comme repère théorique simple, permet une présentation plus claire de cette étude expérimentale focalisée sur l'existence du domaine pseudo élastique volumique et l'évolution de l'écoulement plastique.

## 4.1

## Représentation du domaine pseudo-élastique volumique

Sur chemin p' = constante, e = constante ou  $\sigma'_3$  = constante, le comportement pseudo-élastique volumique existe et peut être caractérisé dans le plan

(e, log p') par la courbe c. Ce sera un point fixe quand les chemins sont à p'= constante et e = constante, et une courbe qui suit c<sub>2</sub> sur un chemin à  $\sigma'_{2}$  = constante. La figure 7 reprend les résultats pour ces trois chemins, les degrés de surconsolidation étant respectivement OCR = 8 et OCR = 5. Dans l'espace (e, p', q) et pour une contrainte de consolidation donnée, le comportement pseudo-élastique volumique se traduit par une surface incurvée notée C 2ª issue de la courbe de déchargement isotrope c., sa représentation est donnée en figure 8. Ainsi, sur chemin triaxial classique (à  $\sigma'_{3}$  = constante), par exemple, et pour un OCR donné, les points représentant la phase pseudo-élastique volumique seront l'intersection entre le plan  $\sigma'_3$  = constante et la surface  $C_{a}^{3d}$ . L'écoulement plastique s'active dès que la droite obtenue atteint sur la surface C 3d la limite du domaine pseudo-élastique. D'une manière générale, quel que soit le chemin de contrainte suivi, la phase pseudo-élastique volumique sera définie par l'intersection entre le plan du chemin donné ( $\sigma'_{\alpha}$  = constante, e = constante, p' = constante) et la surface C <sup>3d</sup>.

Le modèle Cam-clay, dont les principes sont rappelés en annexe B, l'associe à un comportement élastique non linéaire défini par la relation (8-A) (annexe A) et limité par la surface de charge de Roscoe (annexe B). La surface pseudo-élastique volumique C<sup>3d</sup> ne traduisant pas la réversibilité du comportement, ne peut être associée à un comportement élastique, il n'est donc pas question ici de discuter de la validité du domaine élastique de Cam-clay. Toutefois, l'intérêt de celui-ci, dans cette étude, se situe dans son écriture basée sur la définition même établie pour la surface C<sup>3d</sup> par la relation (1) (caractérisation expérimentale en grandes déformations traduisant un comportement spécifique sur chemin triaxial qui n'est liée qu'à l'évolution de la partie isotrope de la contrainte).

Les hypothèses et développements du modèle Camclay permettent de construire la surface de charge et la ligne d'état critique en 3D, dans l'espace (e, p', q) et dans un intervalle donné de l'indice des vides e (Fig. 1B, annexe B). Dans ce qui suit, cette surface sera représentée avec les chemins expérimentaux, dans l'espace (e, p', q).





4.2

## Résultats d'essais à p' constant

Les résultats d'essais surconsolidés, sur chemins purement déviatoires, sont représentés dans (e, p', q) par intervalle d'indice des vides et suivant des orientations du repère propre à chaque cas (Figs. 10, 11, 12, 13, 14). Les positions que prennent les courbes expérimentales, sur la courbe de déchargement isotrope c<sub>s</sub>, nous permet de localiser aisément le degré de surconsolidation correspondant. La figure 9 représente dans (e, p', q) l'état critique expérimental (ou la courbe de plasticité parfaite), obtenu à partir des résultats des



FIG. 9 Représentation de la surface de Roscoe dans (e, p', q), et projection de la courbe expérimentale de chargement et déchargement isotrope  $p'_{c,0} = 1\ 000\ kPa$ . Roscoe surface representation in (e, p', q), and projection of experimental curves on isotropic loading and unloading,  $p'_{c,0} = 1,000\ kPa$ .



Projection in (e, p' q) of (p' = constante) test results, NC1000 and OCR = 2, 2.24.



figures 3 et 4. Un décalage évident est observé entre la courbe expérimentale et la courbe d'état critique de Cam-clay (annexe B). L'écart entre la courbe de chargement isotrope et la courbe d'état critique expérimentale dans le plan (e, p'), se trouve ainsi surestimé par le modèle comparé aux résultats expérimentaux (Fig. 4). Toutefois, un calcul par le modèle Cam-clay initial prenant en compte une valeur de OCR égale à 2 (cas du Cam-clay modifié) et non égale à e (= 2,7) pour la ligne d'état critique, réajuste sa position par rapport à la courbe expérimentale.

#### 4.2.1

#### Argile normalement consolidée et faiblement surconsolidée

Les courbes obtenues dans les essais normalement consolidés sous une contrainte de consolidation de 1 000 kPa et 300 kPa, notées respectivement NC1000 (Fig. 10) et NC300 (Fig. 11), montrent que le chemin expérimental évolue non loin de la surface de Roscoe dont la forme est parfaitement restituée particulièrement en début de chargement. Ceci est très visible sur la courbe NC1000 (dont la contrainte de consolidation est égale à 1 000 kPa), les deux courbes NC rejoignent ensuite la ligne d'état critique expérimentale.

Les résultats sur l'argile faiblement surconsolidée, présentés en figure 10 (courbes OCR = 2 et 2,24) et en figure 11 (courbes OCR = 2,5; 2,7 et 3), montrent un chemin expérimental, dont une partie importante se trouve à l'intérieur de la surface de Roscoe, évoluant dès le début du chargement dans un domaine pseudoélastique volumique (avec e constant et p' constant). Ensuite, très proche de la ligne d'état critique expérimentale, le chemin s'incurve, mettant en évidence un écoulement légèrement contractant pour les OCR de 2; 2,24, et dilatant pour les OCR de 2,7 et 3. La valeur 2,5 apparaît comme une valeur singulière du degré de surconsolidation OCR, pour laquelle la phase pseudo-élastique volumique (p' constante e constant) se poursuit jusqu'à la rupture. Comme schéma de référence, la figure 1-B de l'annexe B représente les domaines de contractance et de dilatance sur la surface de Roscoe.



FIG. 12 Projection des résultats expérimentaux (p' = constante) argile SC et OCR = 4, 5. Projection of (p' = constante) test results OC clay, OCR = 4, 5.



4.2.2

## Argile fortement surconsolidée

Les figures 12, 13 et 14 présentent les résultats d'essai correspondant à des valeurs élevées de OCR = 4, 5 (Fig. 12), 8, 10 (Fig. 13) et 20, 50 (Fig. 14). Pour toutes ces valeurs du OCR, la phase à « p' constant e constant » de la courbe expérimentale observée en début de chargement met en évidence un domaine pseudo-élastique volumique comparable (mais plus réduit) à la surface de charge proposée par Roscoe. L'écoulement en dilatance s'active ensuite en accord avec le concept d'état caractéristique de Luong (1978) et Ishihara et Okada (1978). Tous les chemins expérimentaux semblent converger vers la ligne d'état critique (expérimentale ou calculée en prenant OCR = 2) en fin de chargement.

## Écoulement plastique

L'écoulement plastique, sur chemin à p' = constante pour les OCR variant de 1 à 50, est représenté dans le plan (q/p',  $d\epsilon_v^p/d\epsilon^p$ ) (Fig. 15). Les incréments de déformations n'étant dus qu'à l'évolution de q, nous considérons qu'ils sont essentiellement de type plastique.

Nous représentons également dans ce repère (q/p',  $d\epsilon_v^p/d\epsilon^p$ ) la loi d'écoulement du modèle Cam-clay, celleci est une droite passant par (q/p' = M) vérifiant l'équation (4-B) du tableau II.

Lorsque la loi d'écoulement selon Rowe est traduite dans ce même plan (relation (2-C) de l'annexe C), on obtient une courbe qui rejoint progressivement Camclay en grandes déformations, les deux courbes se confondent alors entre l'état q/p' = M, et la résistance maximale  $q_{max}/p'$  dans le domaine dilatant.

La figure 15 montre un comportement très différent selon que le degré de surconsolidation est fort, faible ou égal à 1. Pour l'argile normalement consolidée, l'écoulement est linéaire avec une droite de pente



(p = constante) argue SC et OCR = 20, 50. Projection of (p' = constante) test results OC clay OCR = 20, 50.



 $\alpha = 1,5$  au lieu de 1 pour le modèle Cam-clay. L'écoulement selon Rowe est nettement plus proche de la droite expérimentale. L'argile faiblement surconsolidée (OCR = 2; 2,24) présente un écoulement similaire à l'argile NC, mais aussi aux deux lois Cam-clay et Rowe.

Pour ce qui concerne les argiles très surconsolidées (OCR = 50; 20; 10; 8; 5; 4; 3), l'écoulement plastique semble d'abord évoluer linéairement dès que  $q/p' = M^*$ (cet état délimite le domaine pseudo-élastique volumique pour les OCR élevés, Fig. 3). La variation prend ensuite une autre tendance pour venir progressivement rejoindre une valeur q/p' maximale (maximum de résistance). A partir de cet état l'efficacité du système d'anti-frettage peut être mis en doute; on se trouve en effet avec des déformations supérieures à 10% de la déformation axiale et l'interprétation devient difficile. Pour la plupart des cas, principalement pour les valeurs les plus élevés du OCR, le premier point traduisant q<sub>max</sub>/p' se trouve sur la droite d'écoulement de Cam-clay (ou sur la courbe de Rowe, les deux modèles étant dans cette partie du chargement très proches). En se basant sur l'écoulement observé dans le cas des argiles faiblement surconsolidées, l'hypothèse selon laquelle une fois la droite Cam-clay atteinte, les points redescendent en suivant cette droite vers l'état de plasticité parfaite pourrait convenir.

## 5 Conclusion

La représentation des résultats expérimentaux dans l'espace (e, p', q) offre l'avantage de donner une meilleure visibilité des comportements observés au regard d'un modèle repère simple, celui de Cam-clay. Les résultats d'essais dans le cas du chargement à p' constant, permettent, par une analyse qualitative du comportement, une meilleure compréhension du phénomène de contractance et de dilatance. La présentation des résultats expérimentaux avec le modèle élastoplastique Camclay renforce cette analyse, même si celle-ci fait ressortir par ailleurs les limites du modèle, en particulier pour les fortes valeurs du degré de surconsolidation OCR.

Les essais triaxiaux purement déviatoires permettent de distinguer, dans l'espace (e, p', q), les deux domaines de comportement suivants :

a) le domaine pseudo-élastique volumique, mis en évidence par la surface incurvée C<sup>3d</sup>, et qui est caractérisé par une évolution du chemin à déformation volumique nulle. La limite supérieure de ce domaine mis en évidence expérimentalement est comparable (mais plus faible) à la surface proposée par Roscoe;

b) l'écoulement plastique, dont l'évolution est mise en évidence dans l'espace (e, p', q), se caractérise par

Bibliographie

- Aitkinson J.H., Bransby P.L. The Mechanics of soils. Mac Graw Hill, Cambridge Un. Press, 1977.
- Biarez J. Contribution à l'étude des propriétés mécaniques des sols et des matériaux pulvérulents. Thèse d'État, Grenoble, 1962.
   Biarez J., Hicher P.Y. – Elementary
- Biarez J., Hicher P.Y. Elementary mechanics of soils behavior. Saturated remoulded soils. A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 1994.
- Bishop A.W., Wesley L.P. A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing. Géotechnique, 25 (4), 1975, p. 657-670.
- Favre, J.-L., Biarez J., Mekkaoui S. Models for large strain behaviour of sands and remoulded clays in oedometer and triaxial tests. PARAM 2002 International Symposium. Presses des Ponts et Chaussées/LCPC 2002 p. 369-385
- Chaussées/LCPC, 2002, p. 369-385. Frost J.D., Yang C.T. – Effect of end platens on microstructure evolution in dilatant specimens. Soils and Foundations, n° 43 (4), 2003, p. 1-11.
- (4), 2003, p. 1-11. Hattab M. – Étude expérimentale du comportement dilatant des argiles surconsolidées. Thèse de doctorat, École centrale Paris Châtenav-Malabry, 1995.
- trale Paris Châtenay-Malabry, 1995. Hattab M., Hicher P.-Y. – Experimental study of the dilatancy in overconsolidated clay. Proceedings of the international symposium on compression and consolidation of clayey soils, Hiroshima'95, Japan, A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 1995, p. 57-62.

- Hattab M., Hicher P.-Y. Dilating behaviour of overconsolidated clay. Soils and Foundations vol. 44, n° 4, 2004, p. 27-40.
- Hicher P.-Y. Comportement mécanique des argiles saturées sur divers chemins de sollicitations monotones et cycliques application à une modélisation élastoplastique et viscoplastique. Thèse de doctorat d'État ès sciences physiques, Paris 6, 1985.
- Hicher P.-Y. Elastic properties of soils. Journal of Geotechnical Engineering, vol. 122, n° 8, 1996, p. 641-648.
- Hujeux J.-C. Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols. Génie parasismique, ss la dir. de V. Davidovici, Presses ENPC, 1985, p. 278-302.
- Ishihara K., Okada S. Effects of stress history on cyclic behavior of sands. Soils and Foundations, 18, 4, 1978, p. 31-45.
- Kokusho T. Cyclic triaxial test of dynamic properties of soft clays for wide strain range. Soils and Foundations, vol. 20, n° 2, 1980, p. 45-60.
- Ladd C.C. Stress-Strain behaviour of saturated clay and basic strength principle. Rec. Rapp. R64-17, n° 1, Part 1, MIT, 1964.
- Lade P.V., Tsai J. Effects of localization in triaxial tests on clays. Proc. ICSMFE,
- San Franscisco, vol. 1, 1985, p. 549-552. Lee K.H., Seed H.B. – Undrained strength characterictics of cohesionless soils. Proc. ASCE, vol. 93, n° SM6, 1967, p. 333-360.
- Luong M.P. État caractéristique du sol. CR Ac. Sc., t. 287 série B, 1978, p. 305-307.

- Muir-Wood D. Geotechnical Modelling (Applied geotechnics). Ed. Hardcover,
- Parry, N. Observations on laboratory prepared, overconsolidated specimens of kaolin. Geotechnique, 24, 3, 1973, p. 345-358.
- Roscoe K.H., Schofield A.N., Wroth C.P. 1958. «On the Yielding of soils». Geotechnique, vol. 8, n° 1, 1958, p. 22-53.
- Rowe P.W. The stress dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. Proc. of the Royal Society, A269, 1962, p. 500-527.
- Seed H.B., Idriss I.M. Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses. Report EERC-70-10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley,CA, 1970.
- Schofield A.N., Wroth C.P. Critical state soil mechanics. Mc Graw Hill, New York, 1968.
- Stallebrass S.E., Taylor R.N. The development and evaluation of a constitutive model for the prediction of ground movements in overconsolidated clay. Geotechnique, vol. 47, n° 2, 1997, p. 235-253.
- Vucetic M. Cyclic threshold shear strains in soils. Journal of Geotechnical Engineering ASCE, vol. 120, n° 12, 1994, p. 2208-2228.
- Zienkiewicz O.C., Naylor D.J. The adaptation of critical state soil mechanics theory for use in finite elements. Stressstrain behaviour of soils. R.H.G. Parry ed., G.T. Foulis and Co, Henley-on-Thames England, 1972, p. 537-547.

une contractance pour les faibles valeurs de OCR et une dilatance pour les fortes valeurs. Comme tous les chemins expérimentaux semblent converger vers l'état de plasticité parfaite (état critique), les limites de ce domaine d'écoulement peuvent être fixées par la ligne de plasticité parfaite, d'une part, et la limite supérieure du domaine pseudo-élastique volumique, d'autre part.

L'analyse de l'écoulement plastique expérimental dans le plan  $\left(\frac{q}{p'}, \frac{d\epsilon_v^p}{d\overline{\epsilon}^p}\right)$  montre un passage progressif entre le domaine pseudo-élastique volumique, défini par  $\frac{d\epsilon_v^p}{d\overline{\epsilon}^p} = 0$  et le maximum de résistance  $\frac{q_{max}}{p'}$ . A partir de ce point, l'écoulement pourrait devenir linéaire et conforme à l'écoulement selon les modèles de Cam-clay ou de Rowe, pour atteindre l'état critique  $\frac{q}{p'} = M$ .

## Annexes

## Bases théoriques

## Description des états de contraintes et de déformations

Dans un chargement triaxial (axisymétrique de révolution), les contraintes et les déformations sont principales et les tenseurs  $\underline{\sigma}'$  et  $\underline{\varepsilon}$  qui représentent respectivement le tenseur de contraintes effectives et le tenseur de déformations, sont diagonales. Par ailleurs, le tenseur des contraintes peut se décomposer en une partie isotrope et une partie déviatoire comme suit :

$$\underline{\vec{g}} = p \underline{\vec{i}} + q\underline{\vec{g}}$$
(1-A)  

$$\underline{\vec{i}} \text{ est la matrice identité, } \underline{\vec{g}} = \begin{pmatrix} \frac{2}{3} \\ -\frac{1}{3} \\ -\frac{1}{3} \end{pmatrix} q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \text{ et } p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3}$$

L'état de contrainte peut donc être décrit par les deux variables p' et q, respectivement contrainte moyenne effective et déviateur des contraintes.

De même, le tenseur de déformation peut se décomposer en une partie isotrope et une partie déviatoire :

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \frac{\varepsilon_v}{3} \underline{\underline{I}} + \underline{\underline{\varepsilon}}$$

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \qquad (2-A)$$

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \underline{\underline{\varepsilon}} - \frac{\underline{\varepsilon}_v}{3} \underline{\underline{I}}$$
(3-A)

 $\epsilon_v$  étant la déformation volumique totale calculée comme la trace de <u>g</u> et <u>g</u> la partie déviatoire du tenseur de déformation.

$$\underline{\varepsilon}$$
 peut donc s'écrire :  $\underline{\underline{\varepsilon}} = \left(\varepsilon_1 - \frac{\varepsilon_v}{3}\right) \underline{\underline{d}}$  avec  $\underline{\underline{d}} = \begin{pmatrix} 1 \\ -\frac{1}{2} \\ -\frac{1}{2} \end{pmatrix}$  (4-A)

(4-A) montre que le tenseur déviatoire de la déformation est défini par la seule variable scalaire  $\overline{\epsilon} = \epsilon_1 - \frac{\epsilon_v}{3}$ . L'état de déformation peut ainsi être défini par sa composante isotrope  $\epsilon_v$  et sa composante déviatoire  $\overline{\epsilon}$ ,

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \frac{1}{3} \varepsilon_{v} \underline{\underline{I}} + \overline{\varepsilon} \underline{\underline{d}}$$
 (5-A)

Chemin isotrope

comme suit:

Les contraintes sur chemin isotrope, sont telles que  $\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$  (soit q = 0), et les déformations supposées telles que  $\varepsilon_1 = \varepsilon_2 = \varepsilon_3$  ( $\tilde{\varepsilon} = 0$ ), les relations (1-A) et (5-A) deviennent alors :

$$\underline{\sigma'} = p'\underline{I} \qquad \text{et} \ \underline{\varepsilon} = \frac{1}{3} \varepsilon_v \underline{I}$$
(6-A)

Par conséquent,  $\varepsilon_v$  est directement liée à p', et la courbe obtenue en chargement-déchargement (Fig. 2), se définie par le système d'équation suivant :

$$\begin{cases} e = e_{\lambda} - c_{c} \log \left( \frac{p'}{p'_{1}} \right) \\ e = e_{\kappa} - c_{s} \log \left( \frac{p'}{p'_{1}} \right) \end{cases}$$
(7-A)

 $c_c$  et  $c_s$  sont respectivement l'indice de compression et l'indice de gonflement,  $p'_1$  est pris égal à 1 kPa. Les résultats expérimentaux montrent une forte réversibilité du chemin de déchargement isotrope  $c_s$ , l'incrément de l'indice des vides *de* obtenu, sur ce chemin, est

donc élastique et peut s'exprimer comme  $de^e = \frac{c_s}{2,3} \frac{dp'}{p'}$ ,

ce qui correspond à un incrément de déformation volumique élastique vérifiant (8-A).

$$d\epsilon_{v}^{e} = \frac{c_{s}}{2,3(1+e_{0})} \frac{dp'}{p'}$$
(8-A)

## Description du modèle Cam-clay original

Les modèles Cam-clay original et modifié, sont des lois élastoplastiques avec écrouissage isotrope, les deux écritures se distinguent par une expression différente de la loi d'écoulement (Roscoe *et al.*, 1958 ; Schofield et Wroth, 1968). Ces modèles ont été développés à partir des bases théoriques de la plasticité, intégrant les résultats d'essais triaxiaux classiques réalisés sur des chemins isotropes, des chemins à contrainte latérale effective constante et à volume constant.

#### Bases théoriques et expérimentales

Le modèle de Cam-clay est fondé sur quatre éléments principaux :

a) L'étude de l'essai triaxial sur chemin isotrope décrit par le système (7-A)

#### b) Le concept de l'état critique

Ce concept est une des bases fondamentales de l'écriture de la loi de Cam-clay original. Cela consiste à supposer qu'il existe un état critique (ou état de plasticité parfaite) pour lequel le matériau se caractérise par une variation de volume nulle. Celle-ci se produit pour

une valeur constante du rapport 
$$\frac{q}{p'} = \frac{q_{crit}}{p'_{crit}}$$
, et un indice

des vides critique  $e_c$ . La formulation complète de l'état critique se traduit par le système d'équations (1-B) du tableau II. Sa représentation qualitative dans l'espace (e, p', q) (Fig. 1-B) fait apparaître une courbe dont les projections dans les plans (q, p') et (e, q) nous renvoient aux formes habituelles (Biarez et Hicher, 1994). La projection dans le plan (e, log p') est une droite parallèle à la droite de chargement isotrope  $c_c$ . M est caractérisée expérimentalement dans le plan (q, p'), et correspond à l'angle de frottement mesuré à la plasticité parfaite. (2-B) exprime la relation entre  $ø'_{crit}$  et M.



#### c) La loi d'écoulement plastique

TABLEAU II Modèle Cam-clay original.

Elle découle de l'expression de l'incrément de dissipation plastique dW<sup>p</sup> exprimé dans le cas d'un chemin triaxial axisymétrique (3-B du tableau II). L'hypothèse fondamentale de la loi consiste à considérer que l'expression de dW<sup>p</sup> calculée à l'état critique (dW<sup>p</sup> =

Cam-clay model.			
$\begin{cases} e = e_{\lambda} - c_{c} \log \left( \frac{p'}{p'_{1}} \right) \\ e = e_{\kappa} - c_{s} \log \left( \frac{p'}{p'_{1}} \right) \end{cases}$	(7-A) (voir annexe A)	$\frac{d\epsilon_v^p}{d\overline{\epsilon}^p} = M - \frac{q}{p'}$	(4-B)
$ \begin{cases} d\epsilon_v^p = 0 \\ \frac{q_{crit}}{p_{crit}'} = M \\ e_c = \Gamma - c_s \log\left(\frac{p_{crit}'}{p_1'}\right) \end{cases} $	(1-B)	$d\underline{\underline{\varepsilon}}_{b} = \gamma \frac{\partial \overline{\alpha}}{\partial \overline{\alpha}}$	(5-B)
$\phi_{\rm crit}' = \arcsin\left(\frac{3M}{6+M}\right)$	(2-B)	$M - \frac{q}{p'} = -\frac{dq}{dp'}$ $\frac{q}{p'} = -M\ln(p') + \text{const}$	(6-B)
$\begin{array}{l} dW^p = \underline{\sigma}' d\underline{\epsilon}^p \\ = \overline{\sigma}'_1 d\epsilon^p_1 + 2 \overline{\sigma}'_3 d\epsilon^p_3 \\ = q d\overline{\epsilon}^p + p' d\epsilon^p_v \end{array}$	(3-B)	$\begin{split} g\left(q,p'\right) &= q + M p' \ln \frac{p'}{p'_{ic}} \\ f\left(q,p',\epsilon_v^p\right) &= \frac{q}{Mp'} + \ln \left(\frac{p'}{p'_c}\right) - 1 \end{split}$	(7-B)
$d\epsilon^{e} = \frac{c_{s}}{2.3} \frac{dp'}{p'}$	de,	$f_{v} = -\frac{c_{s}}{2,3(1+e_{0})}\frac{dp'}{p'}$	(8-B)

 $Mp'd\bar{\epsilon}^{p}$ ), garde toujours la même expression tout au long du trajet de chargement. Il en découle la loi d'écoulement exprimée par (4-B) du tableau II.

#### d) La règle de normalité

La quatrième base fondamentale utilise la loi de normalité ((5-B) du tableau II) afin de formuler l'expression de fonction du potentiel g (q, p'). La loi d'écoulement permet de déduire une équation différentielle puis sa résolution ((6-B) du tableau II). p'<sub>ic</sub> étant la contrainte de consolidation isotrope, liée à l'indice des vides « plastique » e, et donc à la déformation volumique plastique, celle-ci apparaît comme paramètre d'écrouissage (Zienkiewicz et Naylor, 1972). Comme le modèle Camclay suppose une loi associée, nous avons égalité entre la fonction de charge f et la fonction potentiel g, la constante d'intégration peut également être calculée à partir d'un point de l'état critique (e<sub>crit</sub>, p'<sub>crit</sub>, q<sub>crit</sub>), ce qui permet d'obtenir les expressions (7-B) (tableau II) des fonctions f et g.

#### 8.2

#### Modèle Cam-clay dans l'espace (e, p', q) (Fig. 2-B)

Avant chargement triaxial (q = 0) l'état initial se trouve dans le plan (e, p'), puis selon la valeur du degré de surconsolidation, l'écoulement plastique est activé directement (cas des argiles normalement consolidées) ou après une première phase élastique (cas des argiles surconsolidées). L'écoulement plastique activé, les chemins triaxiaux du modèle Cam-clay évoluent sur la surface de Roscoe et s'arrêtent dès qu'ils atteignent la ligne d'état critique. Quand le comportement est élastique, le chemin se trouve à l'intérieur de la surface de Roscoe, et évolue sur une surface incurvée équivalente à la surface expérimentale  $C_s^{3d}$ , décrite dans le texte et

#### REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 117 4º trimestre 2006



FIG. 26 Évolution de différents chemins du modèle Cam Clay dans (e, p', q) (p' = constante) ( $\sigma'_3$  = constante) (e = constante). Evolution of different Cam Clay Model paths in (e, p', q) (p' = constante) ( $\sigma'_3$  = constante) (e = constante).

représentée en figure 9, les relations (8-B du tableau II) donnent l'expression de la déformation volumique élastique. Lorsque ce chemin atteint la surface de Roscoe, l'écoulement plastique débute et suivant la position du point initial sur la courbe de déchargement isotrope, le processus d'écoulement évoluera différemment. Nous distinguerons l'argile très surconsolidée (OCR > e) et l'argile faiblement surconsolidée (OCR < e). La valeur OCR = e correspond à l'intersection entre la courbe de déchargement isotrope et la projection de la ligne d'état critique sur le plan (e, p').

Pour une courbe  $c_s$  donnée, la courbe obtenue par l'intersection entre la surface élastique et la surface de Roscoe, est le lieu des points où l'écoulement plastique va se produire. La ligne d'état critique et cette courbe de limite élastique fixent sur la surface de Roscoe les domaines de dilatance caractérisant l'écoulement des argiles très surconsolidées (OCR > e), et de contractance caractérisant l'écoulement des argiles faiblement surconsolidées (OCR< e).

Le fonctionnement du modèle original est représenté, par la figure 2-B à partir des résultats d'essai triaxiaux dans (e, p', q). L'argile est sous trois chemins de chargement, le chemin à contrainte moyenne effective constante (p' = constante), le chemin à contrainte latérale effective constante ( $\sigma'_3$  = constante) et le chemin non drainé(e = constante). Les paramètres du modèle sont déduits des résultats d'essais triaxiaux (Hattab, 1995). On a : M = 1,05, c<sub>c</sub> = 0,191, c<sub>s</sub> = 0,066, e<sub> $\lambda$ </sub> = 1,17, p'<sub>c,0</sub> = 1 000 kPa. La modélisation de Cam-clay propose une continuité des chemins (( $\sigma'_3$  = constante), (p' = constante), (e = constante)) sur la surface de charge, ainsi qu'une convergence vers un point unique situé sur la courbe d'état critique. Par conséquent, pour un point donné sur la courbe d'état critique dans l'espace (p', e, q), nous pouvons trouver une infinité de chemins menant à ce point.

## Lois d'écoulement plastique

Les lois d'écoulement plastique, dans les modèles de comportement, sont souvent basées sur deux lois fondamentales rée dans le modèle Cam-clay et proposée pour les argiles (Roscoe *et al.*, 1958; Schofield et Wroth, 1968), et celle de Rowe, proposée pour les sables (Rowe, 1962). Roscoe, en se basant sur le concept d'état critique (annexe B), propose une loi linéaire (4-B) entre le rapport des contraintes  $\frac{q}{p'}$  et le rapport des

incréments des déformations plastiques  $\frac{d\epsilon_v^p}{d\overline{\epsilon}^p}$ .

La loi de Rowe (1-C), basée sur une linéarité entre le rapport de contraintes  $\frac{\sigma_1'}{\sigma_3'}$  et le taux de dilatance  $1 - \frac{d\epsilon_v^p}{d\epsilon_1^p}$ , a été établie afin de décrire l'écoulement plastique dans les sables.

$$\frac{\sigma_1'}{\sigma_3'} = K \left( 1 - \frac{d\epsilon_v^p}{d\epsilon_1^p} \right)$$
(1-C)

Faisant l'hypothèse que le paramètre K s'exprime en fonction de l'angle de frottement interne ø<sup>pp</sup>, calculé à la plasticité parfaite, on a:  $K = tg^2 \left( \frac{\Pi}{4} + \frac{\Phi^{pp}}{2} \right)$ . Nous pouvons alors établir une relation entre M et K, soit,  $K = \frac{3+2M}{3-M}$ . La loi (1-C) se traduit, donc, par la relation

(2-C) lorsqu'elle est exprimée en fonction de  $\frac{q}{p'}$  et  $\frac{d\epsilon_v^p}{d\overline{\epsilon}^p}$ .

$$\frac{\mathrm{d}\epsilon_{\nu}^{\nu}}{\mathrm{d}\overline{\epsilon}^{\mathrm{p}}} = \frac{1}{1 + \mathrm{M/3}\left(1 - 2/3 \ \frac{\mathrm{q}}{\mathrm{p}'}\right)} \cdot \left(\mathrm{M} - \frac{\mathrm{q}}{\mathrm{p}'}\right) \qquad (2-\mathrm{C})$$

# Rupture des remblais routiers causés par l'infiltration de l'eau

Résumé

Cet article présente des problèmes de glissement survenus pendant la construction de chaussées et provoqués par l'infiltration des eaux souterraines et pluviales, ainsi que par l'érosion fluviale. Plusieurs exemples de glissement de talus et de remblais routiers illustrent l'application des dernières avancées technologiques dans le domaine de la construction et de la réparation.

# Transportation engineering embankment landslides caused by water filtration



In the paper a characteristic of landslides due to ground water filtration, falling water destruction as well as influence of river erosion is presented. Selected examples of landslides of slopes and road embankments are simultaneously illustration of the application new geoengineering achievement in the process of construction of embankments as well as their renewal.

## E. STILGER-SZYDŁO

Institut de géotechnique et hydrotechnique Université technique de Wrocław Wybrzeze Wyspianskiego 27 50-370 Wrocław Pologne

> NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1<sup>er</sup> avril 2007.

## Introduction

En Pologne, le problème de la prévention des glissements des ouvrages routiers en terre, causés par l'infiltration de l'eau, reste d'actualité. Des travaux de grande envergure, réalisés dans le domaine du génie civil de transport, touchent de plus en plus des terrains caractérisés par des conditions géologiques compliquées. Il est alors indispensable d'appliquer des méthodes spéciales de renforcement des sols et des ouvrages. Il faut aussi proposer de nouvelles technologies de fondations. On observe aussi de nombreuses destructions et catastrophes concernant les ouvrages routiers en cours d'exploitation. Elles sont provoquées par l'action destructrice des eaux phréatiques, pluviales, des inondations, ainsi que par l'érosion fluviale. Les éboulements et les glissements des talus et des remblais routiers (survenus sous forme de glissements, de fluage, de niches d'arrachement) entraînent l'apparition de grandes zones à l'état limite, ce qui provoque le tassement irrégulier de la plate-forme du remblai, des effondrements locaux et des mouvements latéraux de la chaussée. Enfin, cela risque d'entraîner des éboulements locaux des talus et des dommages au revêtement de la route.

Les dispositions légales et les règlements ne sont toujours pas élaborés, tout comme les normes se rapportant aux travaux de conception, pour l'étude ainsi que pour l'exécution des ouvrages garantissant la sécurité des talus situés dans les terrains à risque géodynamique ou à leur proximité. Cela concerne surtout les terrains glaci-tectoniques, exposés aux déformations dues à l'infiltration d'eau. Ce problème n'a pas été résolu par les Eurocodes (Eurocode 7, 1997 ; Orr et Farrell, 1999).

Dans cette étude, on présente des cas d'éboulement dans la construction de chaussées qui ont été provoqués par l'infiltration des eaux souterraines et pluviales ainsi que par l'érosion fluviale.

## **Causes des glissements routiers**

2

Les glissements et les éboulements de talus peuvent survenir durant les travaux de terrassement, pendant l'exécution des remblais ainsi que pendant l'exploitation des ouvrages routiers. Ces phénomènes apparaissent lorsque, le long d'une surface continue de forme quelconque du talus, la valeur des efforts de cisaillement dépasse la résistance au cisaillement du sol. La diversité des formes d'éboulement est fonction de la complexité des facteurs qui les entraînent. Incontestablement, l'augmentation de la fréquence des phénomènes d'éboulement est liée à la morphologie et à la structure géologique du terrain. En Pologne, les zones les plus exposées à l'éboulement sont les régions des montagnes et à proximité des montagnes (région des flysch des Carpates, des enfoncements avant les Carpates), les talus des grandes vallées fluviales, les falaises de la côte Baltique. Les éboulements surviennent le plus souvent dans les terrains argileux, en zones de contact entre des argiles d'éluvion et des limons, dans les éluvions et les formations de lœss ainsi qu'en zone de contact loess et marnes.

 le voisinage des processus géodynamiques intenses, surtout glaci-tectoniques et des processus d'éboulement ainsi que des terrains miniers ;

– la structure géotechnique défavorable de l'assise et des talus artificiels et des pentes naturelles avec présence d'argiles stratifiées (souvent avec inclinaison dans la direction du pied du talus ou vers la rivière limitrophe), après quoi surviennent, en règle générale, les glissements et l'évacuation des eaux souterraines et pluviales;

 l'impact de l'infiltration des eaux souterraines et des eaux d'inondation, ainsi que de l'érosion fluviale;

 - l'érosion des surfaces des talus causée par les conditions atmosphériques et l'influence du climat (des précipitations intenses, des gels, ainsi que l'imbibition et la dessiccation du sol);

- des charges dynamiques (trafic routier);

– des erreurs de conception lors de l'élaboration des projets d'ouvrages en terre : fondation des remblais constitués de sols pulvérulents sur des argiles, des alluvions, sur sols compressibles, des karsts, des terrains exposés aux déformations dues à l'infiltration, manque d'assainissement correct et d'évaluation globale de la sécurité des ouvrages (stabilité des talus, charge limite et tassement de l'assise et du corps de l'ouvrage);

 - l'exécution défectueuse (emploi de sols non appropriés pour ériger des remblais, compactage insuffisant, inclinaison des talus trop raide, choix des technologies de travaux incompatible, inexistence du système de drainage);

 des négligences durant l'exploitation (mauvaise exploitation et réparation, désordres entraînées par l'activité humaine, impact dévastateur des ouvrages érigés – construction des ouvrages qui modifient les conditions d'hydrogéologie, configuration et charge du terrain, systèmes d'assainissement non étanches).

#### 3

## Impact des forces d'infiltration sur la stabilité des ouvrages

# Méthodes d'évaluation de la stabilité des talus

L'évaluation de la stabilité des ouvrages routiers en terre constitue une tâche complexe. En effet, il est très difficile de déterminer les paramètres qui caractérisent le talus (physiques, mécaniques, géométriques); les méthodes de calcul existantes sont également imparfaites. Parmi les méthodes théoriques de dimensionnement des talus, basées sur la théorie de la plasticité, les méthodes de l'état limite des contraintes et de l'équilibre limite sont prédominantes. Parmi les méthodes de première catégorie, les solutions statiques apportent une valeur inférieure de la charge limite et du coefficient de stabilité d'un ouvrage en terre (Stilger-Szydło et Kisiel, 1980). Les solutions fondées sur la cinématique conduisent à des valeurs supérieures ; c'est cette dernière approche qui a été choisie dans cette étude (Stilger-Szydło, 2003).

Dans la pratique courante, on applique des méthodes d'approximation qui placent l'état limite sur certaines surfaces du glissement localisé. Ces méthodes permettent une évaluation de la stabilité des talus qui serait comprise dans l'intervalle des limites inférieure et supérieure. Ces méthodes admettent un certain mécanisme de déformation ou de rupture et analysent le système de forces lié à ce mécanisme, par exemple méthode de Fellenius, Bishop, Janbu (Bishop, 1955 ; Bishop et Morgenstern, 1960 ; Janbu, 1987 ; Spencer, 1967). Dans les calculs, on utilise les caractéristiques géotechniques moyennes. Le coefficient de sécurité global, calculé comme une relation entre le moment résistant et le moment moteur, est la valeur qui permet d'évaluer la stabilité du talus.

Dans la méthode des tranches de Fellenius, élaborée pour une surface de glissement cylindrique, le coefficient de sécurité de remblais est donné par la relation :

$$F = \frac{\sum [W_i(\gamma) + W_i(\gamma')] \cos\alpha_i \tan\varphi'_i + \sum c'_i l_i}{\sum [W_i(\gamma) + W_i(\gamma_{sr})] \sin\alpha_i}$$
(1)

 $W_i(\gamma)$  est le poids de la tranche « i » au-dessus de la nappe phréatique ;

 $W_i(\gamma')$  et  $W_i(\gamma_{sr})$  désigne le poids de la tranche « i » audessous de la nappe phréatique ;

 $c_{l'}' \; \phi_i'$  sont les paramètres effectifs de résistance ou cisaillement (cohésion du sol et l'angle de frottement interne du sol) ;

 $\gamma, \gamma'$  et  $\gamma_{sr}$  sont les poids volumiques du sol au-dessus la nappe ( $\gamma$ ) et au-dessous de la nappe ( $\gamma'$  et  $\gamma_{sr}$ );

 $l_{_{\rm I}}$  est la longueur de la surface de glissement dans la tranche « i » ;

 $\alpha_{_l}$  désigne l'angle d'inclinaison entre la base de la tranche et l'horizontale.

Dans la méthode de Bishop, on considère que les forces agissantes sur les faces latérales des tranches délimitées sont horizontales et par conséquent leurs projections sur le plan vertical sont nulles. En prenant en compte les moments résistants et les moments moteurs (pour la totalité des tranches), le coefficient de sécurité du massif est calculé d'après la formule :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{n} \left[ c'b_{i} + (W_{i} - u_{i}b_{i})tg\phi' \right] \cdot \left[ \frac{1}{M_{i}(\alpha)} \right]}{\sum_{i=1}^{n} W_{i}sin\alpha_{i}}$$
(2)  
$$M_{i}(\alpha) = \left[ 1 + \frac{tg\phi'tg\alpha_{i}}{F} \right] cos\alpha_{i}$$

où:

u désigne la pression interstitielle déterminée au centre de la longueur de la base de la tranche i,

b, est la largeur de la tranche.

Puisque le coefficient de stabilité apparaît dans les deux côtés de l'équation (2), il est déterminé à l'aide de la méthode d'approximations successives jusqu'à ce que les résultats convergent. Une longue pratique de l'auteur de cette étude a démontré que les valeurs minimales des coefficients de stabilité obtenues grâce à l'équation (1) sont inférieures de quelques pourcents aux valeurs fournies par l'équation (2).

#### 3.2

## Analyse de stabilité des talus saturés

Le régime des eaux agissant sur les pentes dans le sous-sol des remblais et dans les corps de remblais constitue l'un des plus importants facteurs concernant la stabilité de ces ouvrages. Les précipitations, l'eau qui passe par le versant ou les eaux d'infiltration traversant le corps du talus, modifient les caractéristiques physicomécaniques des terrains en entraînant une surcharge supplémentaire sur le squelette solide du sol dirigée dans la direction du courant, appelée forces hydrauliques. C'est surtout la composante horizontale de ces forces qui agit sur la partie non étayée du talus, et exerce une influence négative sur la stabilité. Théoriquement, la façon correcte de prendre en compte l'influence des forces hydrauliques consiste à introduire des composantes de cette pression dans les éguations d'équilibre du sol. En règle générale, ces équations prennent la forme suivante :

$$\sigma_{ij,i} + \gamma_i + \gamma_w H_{ij} = 0, i, j = 1, 2$$
 (3)

où le premier terme concerne l'état de contraintes du sol, le deuxième les forces de volume et le troisième, les forces hydrauliques. Dans le cas d'une infiltration, la charge hydraulique H satisfait l'équation de Laplace  $(\nabla^2 H = 0)$ .

Cette approche de détermination des interactions sol-fluide dans l'ouvrage en terre consiste à calculer les forces hydrauliques et le poids volumique du squelette solide du sol en prenant en compte la poussée d'Archimède dans la zone située au-dessous de la nappe phréatique. Une autre approche pour déterminer l'effet hydraulique le long de la ligne de cisaillement est fréquemment utilisée pour évaluer la stabilité à l'aide des méthodes approximatives des tranches. Elle consiste à déterminer la pression de l'eau dans les pores du sol en admettant que la saturation totale se situe au-dessous du niveau d'eau.

Le coefficient de sécurité des talus saturés est beaucoup plus faible que celui du sol sec. Ceci est confirmé par des résultats obtenus par l'auteur de cette étude pendant de nombreuses analyses de talus et remblais routiers dans la région de la Basse Silésie après l'inondation de 1997. Ils amènent l'auteur à constater que les talus sont stables pour une inclinaison  $\alpha < \phi' = 0,9 \phi_u$ dans le cas des talus sans infiltration et  $\alpha < 0,5 \phi_u$  dans les talus saturés (où  $\phi_u$  est l'angle de frottement interne du sol,  $\phi'$  – sa valeur effective).

Les conséquences de l'action des eaux d'inondation sur les talus et les remblais routiers sont beaucoup plus dangereuses que l'action exercée par les nappes phréatiques ou les précipitations. Ce qui est décisif dans ce cas, c'est la quantité, la vitesse et le temps pendant lequel l'eau reste sur un ouvrage routier. Il faut souligner aussi l'importance de la quantité des impuretés qui se déplacent avec une grande vitesse avec le courant des rivières. La sécurité des ouvrages routiers en terre est surtout compromise, pendant et après l'onde de crue, par les sous-sols susceptibles de subir des déformations dues à l'infiltration, processus variables (comme inféroflux, colmatage, érosion interne, liquéfaction, percement ou rupture par sous-pression, affaissement des fontis (karstiques) ou consolidation d'infiltration). Ces sols voient leurs caractéristiques mécaniques et physiques modifiées.

Durant les six dernières années, le Sud-Ouest de la Pologne a connu beaucoup de phénomènes de glissements de talus et de remblais routiers entraînant de graves détériorations des chaussées et des ouvrages de proximité.

## Éboulement du remblai routier entraîné par infiltration d'eau

## Localisation des éboulements

4

Nous présentons l'exemple d'une catastrophe provoquée par la présence d'eau dans un talus. Elle a eu lieu en avril 1997 sur le site de la centrale hydroélectrique de Dychów. Cette localité est située en aval de la rivière Bóbr, affluent gauche de l'Odra. Cette centrale de pointe à pompes comprend la chambre d'arrivée de la centrale (appelée « fermeture d'eau ») avec le canal d'arrivée d'eau, les tuyauteries de refoulement et local des machines ainsi que le canal d'évacuation de l'eau des turbines à eau. Les conditions géologiques difficiles du talus au bord de la rivière, où on a installé les ouvrages, nécessitaient une protection spéciale en pied de talus et de la « fermeture d'eau » (Von Pussel et Pester, 1938).

Le glissement du talus routier a eu lieu sur la route nationale Dychów-Lubsko-Żary (à partir du kilomètre 1,627 jusqu'au kilomètre 1,687). A l'emplacement de l'éboulement, un réservoir journalier est localisé, dont la capacité totale est de 4 000 000 m3 et la surface est de 1.0 km<sup>2</sup>. Le fond de la cuvette de ce réservoir a été rendu étanche par une mince couche d'argile (0,2 m) à cause de l'existence de sous-sol perméable fait de sables et de cailloutis. Le glissement a eu lieu tout près du mur de la chambre d'arrivée et tout près du bord de la fondation de la tuyauterie. La profondeur de rupture était de 8 à 10 m. Le sol qui a glissé (environ 15 000 m3) a provoqué la destruction d'une soixantaine de mètres de mur de bâtiment abritant les turbines de la centrale hydroélectrique et a fait beaucoup de dégâts à l'intérieur du bâtiment et dans sa proximité.

#### 4.

## Structure géologique du terrain

Le terrain qui a glissé est situé morphologiquement sur la Wysoczyzna Gubińska (haut plateau de Gubin), non loin du confluent de la rivière Bóbr et de l'Odra. La zone analysée est construite dans des formations tertiaires se trouvant à une petite profondeur sous les sédiments quaternaires ou situées sur la surface - dans la proximité des hauts plateaux ou dans des zones voisinant avec des vallées de rivières. Le Tertiaire est représenté par des argiles, avec des couches stratifiées de glaises. Le Ouaternaire est fait de deux niveaux d'argile de halde et des sables et cailloutis hydroglaciaires. D'importants changements de puissance des couches d'argiles à blocs sont associés aux perturbations glaci-tectoniques. A la surface du terrain, il y a une couche de sable. La disposition des niveaux des eaux phréatiques est complexe. Il y a eu deux niveaux d'eau, dans les formations tertiaire et quaternaire, présentant localement des contacts. Après la réalisation des ouvrages hydrotechniques et du rideau de palplanches, des perturbations supplémentaires locales du régime des eaux sont apparues.

On peut constater, d'une manière générale, que des ouvrages de la centrale hydroélectrique ainsi que des remblais de la route ont été implantés dans des conditions de sol défavorables. Les sols ont présenté une grande diversité et de nombreuses couches stratifiées. C'est l'infiltration de l'eau dans le talus routier, en provenance du réservoir journalier non étanche qui a été la cause directe du glissement. Elle a été amplifiée par les conditions défavorables des sols sous les fondations de la centrale, de la «fermeture d'eau» du réservoir et du remblai routier, notamment l'inclinaison défavorable des couches des sols perturbées du point de vue tectonique. Le plafond des couches de sols tertiaires cohérents, situés au pied du talus, formait ainsi une sorte de «gouttière» pour l'évacuation des eaux souterraines et des masses de sols d'éboulements quartenaires non cohérents.

### 4.3

## Analyse de stabilité du remblai routier

Les valeurs moyennes des paramètres géotechniques, obtenues à l'aide de forages exécutés après la catastrophe, ont été retenues pour évaluer la stabilité du remblai (Tableau I).

Dans les calculs, on a pris en compte :

– deux hypothèses pour les paramètres de sols constituant le pied du talus : pour les sols cohérents de la couche 4 (Figs. 1 et 2), on a pris un angle de frottement de 18° (en accord avec les valeurs moyennes des paramètres, obtenues avec les forages réalisés après la catastrophe) et l'angle de frottement réduit de 30 % suite aux perturbations des sols dues à la tectonique (cet angle peut correspondre à la valeur constante ou résiduelle du paramètre);

 TABLEAU I
 Paramètres géotechniques des sols dans la coupe transversale du glissement à Dychów.

 Soil properties in landslide section in Dychów.

N° de la cou géotechnic	uche Nature du sol que	Densité p (g/cm <sup>3</sup> )	Teneur en eau <sup>W</sup> n (%)	État du sol I <sub>D</sub> /I <sub>L</sub>	Angle de frottement interne φ (degré)
1	Sables de granulométrie variée	1,85	12	0,16	29
2	Sables saturés de granulométrie variée	1,95	16	0,16	32
3	Sables limoneux	1,75	28	0,10	28
4	Sols cohérents	2,05	22	0,20	18



 FIG. 1
 Évaluation de la stabilité du remblai routier dans la coupe géotechnique I-I du glissement par la méthode de Bishop. 1, 4: sable sec, 2: sable humide, 3: poussière, 5: argile. Logiciel SLIDE v. 2.0 (HL).

 Estimation of stability of road embankment by Bishop's method. Soil profile I-I (1, 4: sand, 2: saturated sand, 3: dust, 5: loam). Computer system SLIDE v. 2.0 (HL).



Evaluation de la stabilité du remblai routier dans la coupe géotechnique II-II du glissement par la méthode de Bishop. 1, 4: sable sec, 2: sable humide, 3: poussière, 5: argile. Logiciel SLIDE v. 2.0 (HL).

Estimation of stability of road embankment by Bishop's method. Soil profile II-II (1, 4 : sand, 2 : saturated sand, 3 : dust, 5 : loam). Computer system SLIDE v. 2.0 (HL).

 la nappe phréatique dans la zone de recouvrement est considérée comme libre ;

– les sollicitations dues aux véhicules (à moteurs) sous forme de forces qui simulent les effets exercés par les roues de deux camions qui se croisent (la charge provenant d'une seule roue étant de 50 kN, et l'entraxe des essieux – 1,0 m);

- variantes de chargement : A) charge de départ, la charge extérieure n'est pas prise en compte tout comme la nappe phréatique ; B) on a admis la charge au niveau de la plate-forme du remblai et absence de l'eau ; C) on a admis le manque de charge au niveau de la plate-forme du remblai et influence de l'eau; D) on a admis la charge au niveau de la plate-forme et influence de l'eau.

Les résultats de l'étude de la stabilité du remblai, réalisée avec la logiciel SLIDE v. 2.0 (HL), sont présentés dans le tableau II, pour les deux coupes les moins favorables de l'éboulement : I-I et II-II (Figs. 1 et 2). Il en résulte que l'influence de la présence de l'eau dans le talus n'est pas à négliger, tout comme la valeur du coefficient de sécurité et qu'il est fort probable que l'éboulement a été provoqué justement à cause de cela :

– les valeurs  $F_{\rm min}$  pour la variante C laissent croire qu'avec ( $F_{\rm min}$  < 1,3) l'éboulement est probable et qu'avec ( $F_{\rm min}$  < 1,0) il est très probable. Le fait que l'éboulement a effectivement eu lieu confirme la validité de l'analyse qui avait été effectuée et prouve que les paramètres qui ont été retenus en ce qui concerne les matériaux étaient justes ;

– les valeurs déterminées pour  $F_{\rm min}$  de la variante de charge C montrent que les marges de sécurité n'ont pas été conservées par cet ouvrage hydrotechnique; – la comparaison des valeurs  $F_{\rm min}$  pour les variantes de charge A et B ainsi que C et D démontre que l'impact de la charge exercée par le trafic routier sur la valeur minimale du coefficient de sécurité est inférieur à 1,0 %;

– la comparaison des valeurs  $F_{\rm min}$  pour les variantes de charge A et C montre que la présence de l'eau, dans le talus, influence fortement la valeur du coefficient de stabilité, ce qui constitue souvent la cause principale d'instabilité.

Des phénomènes tels que : montée de la nappe phréatique de la ligne d'eau dans la proximité immédiate de la centrale hydroélectrique, imbibitions et inondations des terrains avoisinants, fuites importantes de la tuyauterie installée sur le talus, fuites d'eau dans les galeries situées au-dessous des conduites sous pression, suintements de l'eau et les inféroflux dans la proximité des talus, près du «château d'eau», grands débits de l'eau pompée des trois puits qui ont été percés après que l'éboulement a été constaté, portaient déjà à croire que l'impact défavorable de cet ouvrage hydraulique ne pouvait pas être nié.

Les travaux de remise en état ont confirmé le manque de l'étanchéité de la cuvette du réservoir au bout d'une soixantaine d'années de son exploitation (une a été utilisée pour assurer l'étanchéité du fond de la cuvette du réservoir). La présence des sols non consolidés en proximité des talus et l'impact des turbines et des pompes peuvent constituer la cause de leur fluage.

4.4

## Protection du glissement et étapes de reconstruction du remblai routier

Sur les figures 3 et 4, on a présenté l'étendue du glissement et la protection provisoire du site qui consistait à bétonner la zone près du pied du remblai qui a glissé, à renforcer les murs de la zone située dans la proximité du talus à l'aide d'une grille en bois posée sur une feuille en matière plastique, à observer dans les piézomètres le niveau des nappes phréatiques ainsi que dans les puits creusés à proximité pendant le pompage de l'eau.



FIG. 3 Vue du glissement du remblai routier à côté du flanc de la chambre d'entrée (« fermeture d'eau »). View of road embankment landslide near the water lock structure of the power plant.

 TABLEAU II
 Évaluation de la stabilité du talus routier par la méthode Bishop et Janbu.

 Estimation of stability of road embankment by Bishop's and Janbu method.

Variante			Versions d	les paramètres	es des sols du pied du talus				
de charge	Соц	che géotechnic $\phi = 18$ [c	jue 4 (Figs. 1 et 2) degréj		Couche géotechnique 4 (Fig φ = 5,4 [degré]			(2)	
		Coupe géotechnique				Coupe géotechnique			
	II	-II	I-I Méthode		II-II Méthode		I-I Méthode		
	Mét	hode							
	Bishop	Janbu	Bishop	Janbu	Bishop	Janbu	Bishop	Janbu	
A B C D	1,24 1,24 1,14 1,13	1,24 1,24 0,99 0,99	1,52 1,52 1,23 1,22	1,35 1,35 1,07 1,07	1,19 1,19 0,88 0,88	1,06 1,06 0,81 0,80	1,24 1,23 0,97 0,96	1,09 1,09 0,86 0,88	

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 117 44 trimestre 2006



FIG. 4 Protection préliminaire du glissement. Preliminary protected of the landslide.

#### Plus tard, on a réalisé :

 un batardeau en terre avec écran d'étanchéité vertical, séparant le réservoir supérieur du canal d'entrée (le canal d'entrée a été vidé);

 un nouveau dispositif de protection des bords du canal d'entrée et un écran d'étanchéité pour diminuer les gradients de filtration et la quantité de l'eau de filtration passant du canal d'entrée et du réservoir supérieur au réservoir inférieur de la centrale;

 – un drainage vertical à proximité du bâtiment de la centrale.

Le revêtement de la route a été démoli sur une longueur de 50 m environ avec l'enlèvement d'une partie du sol non consolidé du remblai ; le sous-sol a été compacté avec la méthode de vibroflottation jusqu'à une profondeur d'environ 10 m. Ensuite, on a reconstruit le remblai routier, renforcé par des géotextiles en forme de grilles et on a réalisé le nouveau revêtement de la route. Les étapes importantes de cette reconstruction sont présentées sur les figures 5, 6 et 7. Avant la mise en service de l'ouvrage hydrotechnique, on a effectué des mesures de vibrations provoquées par les turbines hydrauliques et la charge provoquée par le trafic des véhicules (à moteur) sur la « fermeture d'eau » et sur le talus du remblai. On a enregistré les variations dans le temps des déplacements dynamiques en certains points de l'ouvrage.

On a aussi effectué l'estimation de la stabilité du remblai routier reconstruit. Les calculs ont été réalisés avec la méthode de Fellenius. Cette méthode permet d'évaluer la stabilité du talus stratifié, de prendre en compte la position de la nappe phréatique et des charges extérieures (statiques et dynamiques). Pour effectuer les calculs, on a utilisé les paramètres de sol, en considérant que les travaux ont été réalisés avec soin et dans le respect des règles de l'art (Tableau III).

Les calculs de stabilité ont été effectués pour deux coupes géotechniques I-I et II-II (Figs. 8, 9) et pour cinq variantes de charge :

1) massif de sol est chargé uniquement avec son propre poids ;

2) poids propre du massif de sol et nappe phréatique ;

3) variante 2 modifiée, prenant en compte la charge supplémentaire du massif de sol causée par les forces d'inertie dues au travail de la turbine (les composantes verticales ou horizontales des forces de gravité ont été augmentées en considérant des coefficients appropriés



FIG. 5 Travaux de terrassement de la reconstruction du remblai routier. Earthworks in reconstruction of the road embankment.



FIG.6 Renforcements des talus du remblai. Reinforced road embankment.



Embankment road after reconstruction and the road surface structure.

pour les composantes verticales et horizontales des vibrations obtenues par le biais des mesures de vibrations réalisées sur l'ouvrage) ;

4) poids propre, influence de l'eau, influence des forces d'inertie dues au travail de la turbine et charge de la chaussée (sous forme de quatre forces dont la valeur statique est de 50 kN disposées de la manière suivante, en partant du bord gauche de la route : 0,50 m ; 1,50 m;



TABLEAU III Paramètres géotechniques des sols dans la coupe transversale de la reconstruction du talus. Soil properties of the embankment after reconstruction.

N° de la couche géotechnique	Nature du sol	Densité γ(kN/m <sup>3</sup> )	Angle de frottement interne φ' (degrés)	Cohésion du sol c' (kPa)
1	Sol non cohérent compacté (reconstitué)	19	38	(H
2	Sol non cohérent (après vibroflottation)	19	30	177
3	Sol non cohérent en état naturel	17	30	1. <del></del>
4	Sol cohérent quartenaire	21	25	11
5	Sol non cohérent quartenaire	17	30	
6	Sol cohérent tertiaire	19,5	11	50







REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 117 4º trimestre 2006

2,00 m ; 1,50 m ; 0,50 m ; ce qui simule deux camions qui se croisent) ;

5) variante 4 modifiée, prenant en compte la charge sous forme de quatre forces dynamique.

Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau IV. Les études et analyses qui ont été réalisées permettent de constater ce qui suit :

 les déflexions mesurées du revêtement de la chaussée montrent que sa capacité de charge est suffisante pour pouvoir recevoir le trafic des véhicules;

 les vibrations mesurées de «fermeture d'eau» provenant du trafic des véhicules à moteur ne sont pas ressenties par l'ouvrage;

- les vibrations du talus provenant des camions ont été prises en compte dans l'analyse de la stabilité. L'impact de la charge routière sur les valeurs minimales du coefficient de stabilité F est inférieur à 2 ou 3 %, pour les charges dynamiques les moins favorables (passage d'un véhicule par un seuil modèle de 5 cm de hauteur simulant un revêtement qui n'est pas plan ; dans le cas du revêtement plus plat l'influence s'est avérée moins importante);

 avec les valeurs des paramètres de sol qui ont été prises en compte, le remblai chargé par son poids propre et par les véhicules (qui y circulent) a montré que le seuil de stabilité exigé par la réglementation des ouvrages hydrauliques est suffisant;

– l'évaluation de la sécurité du remblai a montré que ce sont les forces hydrostatiques qui dominent et leur prise en compte (pour la nappe phréatique élevée) réduit les valeurs du coefficient de sécurité F, en dessous des valeurs autorisées par les règlements.

## Exemples de glissements dus à l'inondation et leur protection

On présente ci-dessous quelques exemples de rupture de talus et de remblais routiers. Ils ont été sélectionnés parmi plusieurs glissements qui ont eu lieu pendant l'inondation de juillet 1997 en Basse Silésie.

## 5.1

5

## Eaux d'inondation en montagne

Le glissement du talus de la route n° 45109 (à l'arrivée dans la ville de Międzygórze, du côté de Bystrzyca Kłodzka) est survenu au cours de longues et importantes précipitations et de l'inondation de la région de Kotlina Kłodzka (vallée de Kłodzko). D'importantes masses, constituant le talus au-dessous de la route, ont glissé (environ 5 000 m<sup>3</sup>). Une partie de la voie gauche de la route a été également emportée. C'est l'infiltration de l'eau dans les couches supérieures du sol et l'élévation du niveau des eaux dans les fissures des versants qui ont provoqué le glissement. Les eaux de filtration et celles qui descendent des sources (situées au-dessus de la route) dans un canal naturel, ainsi que les eaux d'inondation au courant très dynamique, ont érodé une partie du talus située au-dessous de la route. De plus, le talus était affaibli par une entaille pour tracer la route et poser une conduite hydraulique le long du flanc du talus. L'affouillement précité avait les dimensions suivantes : environ 15 m le long de la route et environ 9 m dans le talus.

Après, les événements se sont succédé très vite. Il y a eu un glissement du sol saturé sur la route; le fossé situé sur le côté de la route a reçu le sol mais son volume n'était pas suffisant, ensuite le niveau d'eau a monté, le mur de soutien dont l'assainissement était défectueux a été rompu et le glissement s'est produit sur une largeur de 8 à 18 m (le long de la route) et d'une hauteur d'environ 60 m.

Avant la reconstruction définitive de la route, on a commencé des travaux ayant pour but d'améliorer l'assainissement de l'accotement supérieur et du fossé de la route. Provisoirement, une conduite a été posée dans le fossé latéral dont le diamètre était de 0,6 m et on l'a enterrée avec une couche d'éclats de claveaux (0,15 à 0,20 m), on a obtenu ainsi de la place pour l'élargissement de la route et la déviation provisoire. Le dispositif antiglissement a consisté avant tout à protéger le pied du talus à l'aide d'un système de gabions. Les paniers des gabions sont réalisés de fil en zinc et remplis de pierres provenant des rochers. Des murs de soutènement au-dessus de la route ont été réalisés sur une longueur de 7 m (partie gauche de la route Domaszków-Międzygórze, Fig. 10), des constructions de stabilisation au-dessus de la route sur la longueur de 45,5 m (partie droite de la route), une ceinture de drainage. Le corps de chaussée a été entièrement reconstruit.

#### 5.2

## Eaux d'inondation stagnantes. Inondation de longue durée d'un remblai routier

Ce cas concernait la destruction du revêtement et du remblai de la route nationale n° 338 (Lubiąż-Kawice) du kilomètre 35,500 jusqu'au kilomètre 37,755. On a observé, pendant l'inondation, des talus affouillés, des trous dans des remblais et des accotements, des failles longitudinales dans le revêtement et

TABLEAU IV Résultats des calculs de la stabilité du talus routier reconstruit. Stability evaluations of reconstructed road embankment.

Variante de charge	Coupe géot	echnique I-I	Coupe géotechnique II-II		
	m = 1/F	F	m = 1/F	F	
1 2 3 4 5	0,611 0,974 0,980 1,003 1,017	1,637 1,027 1,020 0,997 0,983	0,644 0,973 0,978 1,012 1,026	1,553 1,028 1,022 0,988 0,974	



FIG. 10 Glissement du talus de la route n° 45109 à Międzygórze : construction de la protection du talus routier à l'aide d'un système des gabions. Embankment landslide of road n° 45109 in Międzygórze. The road embankment is protected by gabions system.



FIG. 11 Glissement sur la route nationale n° 338 (Lubiąż-Kawice) : caractère des destructions du revêtement de la chaussée. Embankment landslide in the national road n° 338 (Lubiąż-Kawice). The nature of road surface distortions.

le remblai, des défauts, des pertes, des effritements, des nids de poules dans le revêtement ainsi que le glissement (surtout sur le tronçon situé 150 m avant le pont sur la rivière Cicha Woda, affluent gauche de l'Odra). Sur la voie de droite (dans la direction de Lubiaz) sont apparues sur le revêtement des fissures longitudinales accompagnées d'une faille atteignant 0,3 m (Fig. 11). Ces défauts sont présents sur une longueur de 60 m. Les dégâts de la voie de gauche étaient semblables, à environ 140 m du pont, sur une longueur d'à peu près 15 m. A l'endroit où sont apparus les fissures importantes et le glissement, on a fait des forages géotechniques. Dans le pied du remblai (dont la hauteur varie de 2,2 à 3 m) directement sous le revêtement, on a constaté les couches suivantes : sables graveleux argileux et des sables graveleux sur une hauteur d'environ 2 m, puis des argiles sur une hauteur de 0,5 à 2 m et, enfin, des sables. Autre élément défavorable, le fait que le talus était initialement prévu pour des voies ferrées et que, plus tard, il a été élargi pour supporter une route. Pour les travaux d'élargissement, on a souvent employé des sols à forte teneur en argile. Le glissement des sols pulvérulents et saturés du remblai sur une couche d'argile constituait la cause directe de la rupture du remblai et d'une partie du revêtement de la chaussée. La reconstruction de la plate-forme routière consistait à enlever le remblai ancien et la couche d'argile, à construire un nouveau remblai renforcé par des géotextiles.

#### 5.3

## Ruptures des ouvrages routiers en terre durant leur exploitation après l'inondation

L'impact destructif des précipitations sur les ouvrages routiers en terre peut être illustré par l'exemple du talus routier de contournement de la ville de Zielona Góra (route nationale n° 3, km 291,900) (Fig. 12). Les constations suivants ont été effectués : – le glissement s'étend sur une longueur d'environ 15 m côté droit du talus (directions de Szczecin), caractérisé par des fissures sur toute la surface du remblai, le changement de sa géométrie initiale ;

 le début de la rupture s'est produit à 6 m de l'endroit cité ci-dessus (dans le sens opposé).

Les glissements survenus ont été provoqués par un drainage insuffisant du talus routier saturé par les précipitations atmosphériques et par les eaux d'inondation. Par suite de la saturation des talus, le risque d'accroissement progressif du déplacement du talus était aggravé par la présence de couches d'argile sous les sols pulvérulents constituant le corps du remblai. Les conditions géotechniques du sous-sol étaient complexes à cause de l'existence de multiples phénomènes glaci-tectoniques et à cause d'une grande variabilité des paramètres physiques et mécaniques des formations.



FIG. 12 Vue de glissement du talus routier sur le contournement de Zielona Góra. View of road embankment landslide placed in the bypass of Zielona Góra.



FIG. 13 Vue du trottoir enfoncé du remblai routier côté amont du canal de Nysa Łużycka. Depression view of the embankment from the side of channel of Nysa Łużycka of Nysa Łużycka riwer.

L'évaluation globale de la stabilité du talus montre une variation du coefficient de sécurité F autour de l'unité (1,14 à 1,05), ce qui prouvait que la rupture du talus pouvait se produire.

L'état de glissement sur les deux tronçons du talus de la route périphérique et la crainte de saturation par l'eau ont nécessité la réalisation des travaux pour éliminer des suites de la rupture et de protéger la surface du talus contre une nouvelle rupture. Ces travaux consistaient à :

 nettoyer le fossé et drainer longitudinalement la vase située sous le fossé dans la zone des glissements;

 – éliminer les restes du sol provenant du talus qui a glissé et mettre en place, au pied du talus qui a glissé, un rang de gabions (sur la longueur d'environ 40 m) sur une couche du béton maigre dont l'épaisseur est de 20 cm;

 réparer le talus qui a glissé en utilisant des géotextiles en forme de grilles en polyéthylène de grande densité.

## 5.4

## Impact de l'érosion des rivières sur l'instabilité des talus

Cette catégorie de dégâts est illustrée par un remblai routier dont le talus qui longe le canal de la rivière Nysa Łużycka à Pieńsk . Il est constitué par deux remblais dont la hauteur varie de 3,5 à 4,0 m. Le remblai sous la chaussée est stabilisé, mais, dans la zone des trottoirs, on a constaté que des parties du remblai ont été construites avec des sables et cailloutis non consolidés. Une détérioration du remblai et un glissement du trottoir se sont produits sur une largeur de 2 m au-dessus du remblai d'annexe ajouté et le soubassement de la bordure de chaussée. La largeur de la partie enfoncée était d'environ 1 à 1,2 m, la profondeur de la dislocation est d'environ 0,2 à 0,4 m sur une longueur de 39 m (Fig. 13).

Dans des coupes localisées dans la zone du trottoir enfoncé, de la rue et du remblai routier affaissé, des conditions géotechniques complexes sont apparues : remblais non consolidés avec un angle de frottement égal à l'angle des talus, érosion importante de la rivière (surtout pendant les périodes des crues), niveau de nappe phréatique dans le talus variable (percé à la profondeur 2,35 m au-dessous de la plate-forme du remblai actuel reconstruit). L'existence d'une couche de sable moyennement consolidé dans la partie basse du corps du remblai touchant directement les berges du canal et couvrant en même temps le sous-sol d'argile poudreuse moyennement compactée, a donné une explication de la rupture des talus. Les fluctuations du niveau d'eaux de la rivière pourraient constituer la cause directe des glissements locaux du corps et de la tête de remblai et provoquer l'effondrement de la plateforme routière.

Les résultats des calculs de la stabilité du talus aval dans la zone d'affaissement du trottoir, réalisés pour le niveau actuel de l'eau dans la rivière (schéma A) ainsi que pour le niveau probable dans le canal durant la période d'inondation (schéma B), ont montré une très probable possibilité de glissement. Les valeurs minimales du coefficient de sécurité étaient de : F<sub>min</sub> = 1,025 (schéma A), F<sub>min</sub> = 0,884 (schéma B). Cette conclusion a été confirmée par l'apparition du glissement du remblai, le tassement de la tête, et par conséquent les dommages sur le trottoir dans la rue. La stabilité du talus a été compromise par l'action destructrice des eaux du canal de la rivière en provoquant l'érosion dans la direction des sables non consolidés du remblai et du sous-sol non compacté. Les fluctuations du niveau de nappe phréatique entraînées par le changement du niveau des eaux de la rivière ont provoqué, ces dernières années, les tassements d'un talus non consolidé du remblai et sa séparation du talus antérieur. Seule la végétation sur le nouveau talus freinait le processus de son glissement.

La protection de la zone de glissement a été effectuée par battage d'un rideau des palplanches du type Larssen. Il á été jugé que c'est l'unique moyen du point de vue technique, pour couper l'arrivée de l'eau du canal de la rivière et pour protéger contre l'infiltration de l'eau souterraine dans la direction du remblai. Le rideau de palplanches a été placé à environ 4 m du bord de la route (bordure du trottoir) sur une longueur à environ 75 m. On a proposé aussi de profiler le talus avec l'utilisation en même temps de géotextiles pour protéger le talus du remblai du talus contre l'érosion due à l'inondation. Après avoir protégé le talus, on a reconstruit la structure du revêtement de la chaussée et du trottoir conformément à l'état initial.



Un large éventail d'exemples de catastrophes et de ruptures de chaussées a permis de mettre en évidence les problèmes liés à l'élaboration des projets, à leur exploitation. Une évaluation de la stabilité des talus routiers devrait prendre en compte les infiltrations. Sur des terrains exposés à une inondation, on recommande ce qui suit :

 accepter des valeurs admissibles des coefficients de sécurité des ouvrages routiers en terre lors de l'élaboration des projets d'études, augmentés de 15 à 25 %;

 – éviter de situer des remblais routiers, exécutés en sols non cohérents, sur des argiles, des alluvions, des sols compressibles, des karsts, ou susceptibles aux déformations dues à l'infiltration;

- équiper les sites en appareils de mesure et de contrôle et mettre en place une instrumentation permanente des ouvrages en terre situés en zones exposées aux glissements. Des moyens d'observation de la surface des glissements (avec l'utilisation de courbe de niveau micrométrique et des instruments de géomètre) permettent de détecter le mouvement, de déterminer l'étendue de la surface de glissement ainsi que de déterminer la vitesse du mouvement et sa direction. Les observations profondes (avec utilisation des tubes de déformation, des puits de déformation, des inclinomètres, piézomètres ouverts et fermés) permettent de déterminer la vitesse et direction des mouvements des sols et de suivre les variations du niveau de la nappe et les pressions interstitielles.

La catastrophe dans la centrale hydroélectrique a montré la nécessité de mener une instrumentation permanente pour évaluer l'état technique des ouvrages et installations, et l'influence qu'ils exercent sur des ouvrages voisins. Elle devrait concerner l'étanchéité du fond de la cuvette des réservoirs, le contrôle des déplacements des ouvrages et du sous-sol, l'état technique des fondations ainsi que le contrôle de l'efficacité des systèmes de drainage mis en place.

Un autre aspect important, c'est l'état de drainage des chaussées. La pratique a montré que des dégâts importants ont touché les ouvrages qui ne possédaient pas d'installations d'évacuation en bon état de fonctionnement alors que de nombreux éléments d'infrastructure routière ont résisté à l'inondation, car ils étaient correctement entretenus.

## Bibliographie

- Bishop A.W. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Geotechnique*, 5, 1955, p. 7-17.
- Bishop A.W., Morgenstern N.R. Stability coefficients for earth slopes. *Geotechnique*, 10, nº 4, 1960, p. 129-150.
- Eurocode 7 Geotechnical Design Part 1. General Rules, CEN European Committee for Standardization, Bruxelles, 1997.
- Janbu N. Slope stability computations. Embankment-dam Engineering, Casagrande Volume, ed. R.C. Hirschfeld and

S.J. Poulos. Krieger Pub. Co., 1987, p. 47-86.

- Orr T.L.L., Farrell E.R. *Geotechnical* Design to Eurocode 7. Springer, London, 1999.
- Spencer E. A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. *Geotechnique*, 17, n° 1, 1967, p. 11-26.
- Stilger-Szydło E., Kisiel I. Le champ des forces de filtration dans l'étendue d'un talus en état limite de la stabilité. PWN,

Série de Mec. Appl., Varsovie, 1980, p.551-560.

- Stilger-Szydło E., Batog A. Complete Solution for the Saturated Slopes in the Limit Stress State. Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics, vol. L, n° 2, Polish Academy of Sciences, Gdańsk, 2003, p. 85-106.
- Von Pussel H., Pester K. Das Boberkraftwerk. Siemens, Sonderdruck aus Siemens, Zeitschrift Heft 12, 1938.

ZO REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE N<sup>4</sup> 117 4 trimestre 2005

# Étude du phénomène d'écrasement des grains de schiste au compactage

Résumé

L'amélioration des matériaux par compactage est directement liée non seulement à la granulométrie des matériaux à traiter mais aussi à la forme de leurs grains, leur angularité et à la teneur en eau contenue dans ces derniers. Cet article présente les résultats d'une étude expérimentale de deux essais : Proctor et CBR et de leur influence sur le phénomène d'écrasement des grains de trois matériaux locaux schisteux (schiste argileux, schiste satiné et schiste tacheté). Cet écrasement est quantifié par deux paramètres : le coefficient d'uniformité C<sub>u</sub> et le taux d'écrasement B<sub>40</sub>.

taux d'écrasement  $B_{10}$ . Ces résultats montrent que le taux de rupture des grains est mis en évidence par l'étalement des courbes granulométriques qui évoluent en fonction de l'énergie de compactage. Le coefficient d'uniformité  $C_a$  et le facteur  $B_{10}$  confirment que cette évolution est fonction des classes granulaires, de la présence d'eau et de la dureté des grains.

*Mots-clés* : grain de schiste, compactage, essai Proctor, essai CBR, écrasement.

# Crushing phenomenon of the grains schist during compaction

Abstract

The improvement of materials by compaction is directly related not only to the grading of the materials but also to their grain shape, their angularity and the water content. In this paper, we present the results of an experimental study of two compaction processes : the Proctor test and the CBR test with their influence on the crushing phenomenon of the grains of three schistous local materials (argillaceous schist, glossed schist and mottled schist). This crushing is quantified by two parameters : the coefficient of uniformity  $C_u$  and the rate of crushing  $B_{10}$ . These results show that the grains crushing is highlighted by the spreading out of the grading curves which evolve according to the energy of compaction. The uniformity coefficient  $C_u$  and the factor  $B_{10}$  confirm that this evolution is a function of the size ranges, the water presence and the hardness of the grains.

Key words: schist grain, compaction, Proctor test, CBR test, crushing.



Université Mouloud Mammeri Faculté du Génie de la Construction Laboratoire Géomatériaux Environnement et Aménagement BP 17 RP 15000 Tizi Ouzou (Algérie) bmelbouci@yahoo.fr

> NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1<sup>er</sup> avril 2007.

#### NOTATIONS

B <sub>10</sub>	facteur mesurant le taux d'écrasement compacité relative
CBR :	capacity bearing ratio
С. :	coefficient d'uniformité
e :	indice des vides
G :	gonflement
LA :	essai Los Angeles
MDE :	essai micro-Deval
n :	porosité
Sr :	degré de saturation
W :	teneur en eau
Woot :	teneur en eau optimum
Yet :	poids spécifique sec
γ <sub>s</sub> :	poids spécifique des grains solides

## Introduction

1

Dans la présente étude, nous nous intéressons au matériau schiste qui se trouve en abondance dans la région de la Grande Kabylie dans l'optique d'une éventuelle utilisation dans le domaine du génie civil. Afin d'avoir une connaissance étendue de ce matériau, notre choix s'est porté sur trois types différents de schiste parmi les plus répandus dans la région. Les échantillons ainsi utilisés intègrent diverses qualités de schiste s'étendant des matériaux durs (schiste tacheté) aux matériaux moins durs (schiste argileux).

Les grains formant les trois types de schiste ont une composition minéralogique, une forme et des résistances individuelles différentes. En outre, l'énergie nécessaire pour obtenir à partir d'un grain d'autres grains de taille inférieure est plus ou moins importante. La rupture des grains est donc liée non seulement aux propriétés physiques de ces derniers mais aussi aux chemins de contraintes appliqués. Ainsi diverses questions ont été soulevées pour connaître si réellement il existait une régularité dans le processus de rupture pour divers chemins de contraintes. C'est pourquoi, notre campagne d'essais porte sur l'essai Proctor et l'essai CBR de ces matériaux.

Le compactage aura pour effet de modifier l'arrangement des grains entre eux de façon à obtenir une meilleure compacité laquelle entraîne une diminution plus ou moins rapide du volume des vides. Le compactage suppose l'emploi d'engins lourds suffisamment puissants pour vaincre les forces de frottement entre les grains. Ces engins développent une énergie dite « énergie de compactage ». Les grains se cassent au contact des uns et des autres par frottement ou par chocs et ils se transforment en grains de petites dimensions. Cette modification de la granularité est augmentée par la présence d'eau. Lors du compactage, les grains sont serrés, leurs mouvements sont réduits, donc l'écrasement diminue.

Pour mieux caractériser le comportement de ces matériaux, ils sont soumis à deux chemins de contrainte différents : l'essai Proctor sous des énergies élevées allant jusqu'à 150 coups et l'essai CBR. Les grains ont été sélectionnés pour constituer trois classes granulométriques 0/6-6/10 et 10/14. Dans cette étude, nous mettrons l'accent essentiellement sur l'influence des trois paramètres suivants:

- la classe granulométrique (0/6; 6/10 et 10/14);
- la présence ou non d'eau;

-la compacité du matériau.

2

# Identification des trois types de schiste

Pour mener cette étude, des échantillons relatifs à trois types de schistes ont été prélevés, à savoir :

 des roches de schistes argileux qui sont à la limite du domaine du métamorphisme; elles sont encore considérées comme des roches sédimentaires;

- des roches de schistes satinés à deux micas qui montrent des recristallisations minérales plus nettes. Ce sont des roches ayant acquis une schistosité sous l'influence de contraintes tectoniques, de teinte généralement grise présentant des surfaces blanchâtres nacrées ou satinées dues à la présence de feuillets de séricite. Ces roches sont aussi appelées séricitoschistes;

- des roches de schistes tachetés qui sont des schistes dans lesquels le métamorphisme de contact (haute température et basse pression) a développé des minéraux néoformes qui se concentrent en agrégats ayant l'aspect de taches (porphyroblastes). La schistosité est en général acquise antérieurement à l'intrusion des roches magmatiques, mais elle peut aussi être liée à la mise en place de l'intrusion. Ces roches sont, en général, de couleur grise à noire.

Ces schistes sont extraits sur des sites situés à moins de 10 kilomètres au nort-est de la ville de Tizi Ouzou sur les flancs longeant l'oued Sebaou. Le relief des sites est accidenté avec des côtes aux altitudes de 100 m et 150 m. La colonne synthétique des différents ensembles tectonométamorphiques est représentée en figure 1. Les sites ont été choisis pour poursuivre l'étude effectuée par l'Office national de la recherche géologique et minière (ORGM) de Tizi Ouzou. Les trois types de schistes étudiés sont de nature minéralogique différente.



## Étude pétrographique

L'observation macroscopique des blocs extraits révèle que l'aspect des échantillons est homogène. Ce sont des blocs de roches qui se caractérisent par une couleur : – marron clair pour l'échantillon de schiste argileux; – noire mouchetée de mica pour l'échantillon de schiste satiné à deux micas;

-noire à nuances verdâtres pour l'échantillon de schiste tacheté.

Les blocs utilisés ont été soumis au concassage manuel, la granulométrie obtenue est de 0/20 mm. Ainsi les grains obtenus présentent des angularités (forme angulaire). La densité des grains dépend de leur composition minéralogique et de leur résistance à l'altération.

L'étude pétrographique a été réalisée dans un laboratoire spécialisé de l'Office national de la recherche géologique et minière dit Centre de recherche et du développement (CRD) de Boumerdès. Il s'agit d'études de lames minces dont le but est d'identifier les caractéristiques pétrographiques et minéralogiques des schistes et d'évaluer leur importance relative permettant ainsi de mieux comprendre leur comportement. Les différents minéraux obtenus sont décrits pour les trois schistes. Ainsi, le schiste argileux, de texture schisteuse, est composé des minéraux suivants : 30 à 33 % de quartz, 40 à 45 % de mica, 10 à 15 % de plagioclase et de 5 à 6 % d'oxyde de fer. Le schiste satiné, de texture schisteuse et de structure granole pyroclastique, est composé de 45 à 50 % de guartz, 20 à 25 % de biotite, 20 à 25 % de muscovite et 20 à 25 % de tourmaline. Enfin, le schiste tacheté, de texture massive et compacte et de structure hématoblastique, est composé de 50 à 55 % d'amphiboles, 20 à 25 % de ferro-actinote, 4 à 5 % de calcite et 8 à 10 % de chlorite.

L'étude pétrographique réalisée révèle les points suivants. Il n'existe pas de traces d'argile dans les trois types de schistes analysés. Ceci s'explique par le fait que les schistes sont des roches métamorphiques (non sédimentaires). Elles contiennent plutôt quelques minéraux issus de la transformation directe de l'argile telle que la chlorite (matériaux très instables) ou indirecte tels que les micas (biotite ou muscovite) ou le plagioclase (feldspath, en général) puisque l'argile se transforme avant en chlorite ou en séricite. L'échantillon de schiste argileux contient entre 30 et 33 % de minéraux stables (quartz) et 50 à 60 % de minéraux instables (plagioclase et mica). L'échantillon de schiste satiné contient 65 à 75 % de minéraux stables (quartz et tourmaline) et 40 à 50 % de minéraux instables (micas : biotite et muscovite). L'échantillon de schiste tacheté contient 70 à 80 % de minéraux stables (amphibole et ferro-actinote) et 12 à 15 % de minéraux très instables (calcite et chlorite).

2.2

## Caractéristiques d'identification

Après avoir concassé manuellement des blocs de schistes, des échantillons ont été soumis au séchage dans une étuve à la température de 105 °C pendant 24 heures. Par la suite, une étude d'identification a été réalisée au laboratoire. Les grains ainsi obtenus sont de type très anguleux (Fig. 2).



FIG. 2 Grains de schistes étudiés. De gauche à droite: schiste argileux, schiste satiné et schiste tacheté.

Les principales caractéristiques physiques des échantillons étudiés sont récapitulées dans les tableaux I et II. Notons que les valeurs présentées dans le tableau I sont des valeurs moyennes obtenues d'une série de trois échantillons.

TABLEAU I	Caractéristiques physiques
	des schistes étudiés.

			and a start a start of the			
Échantillon	W (%)	$(\overset{\gamma_{d}}{(KN/m^3)}$	γ. (KN/m³)	е	Sr (%)	n
Schiste argileux	6,18	22,7	26,9	0,18	89,86	0,15
Schiste satiné	4,96	23,4	27,9	0,19	72,07	0,16
Schiste tacheté	5,15	24,3	28,7	0,18	81,66	0,15

Les courbes Proctor modifié de la figure 3 ont une allure légèrement aplatie, ce qui nous permet de dire que les matériaux sont peu sensibles à l'eau. L'échantillon de schiste tacheté a présenté des valeurs de poids spécifiques les plus élevées contrairement à l'échantillon de schiste argileux. Ceci est lié à sa texture massive et compacte en plus de la présence d'un pourcentage important d'amphibole (50 à 55 %) connue par sa masse volumique absolue très élevée (32 kN/m<sup>3</sup>). Cette texture fournit un indice des vides (e) très faible.

TABLEAU II Caractéristiques Proctor, CBR, Los Angeles et micro-Deval en présence d'eau pour les schistes étudiés.

	Proctor modifié		Indice C	BR (%) à	Résistance aux chocs et à l'usure		
	$_{(kN/m^3)}^{(\gamma_d)_{\rm opt}}$	W. (%)	92 % de compacité	98 % de compacité	Coefficient Los Angeles	Coefficient micro-Deval	
Schiste argileux	21,0	7,80	5	13	75,8	38	
Schiste satiné	22,1	6,50	6	25	29,2	25	
Schiste tacheté	22,6	7,10	10	38	35,2	24	



Le poids volumique  $(\gamma_d)_{opt}$  augmente avec le degré de compacité de la structure interne des matériaux, de la densité des minéraux majeurs les constituant et des pourcentages relatifs de ceux-ci. Tandis que la teneur en eau optimale  $(w_{opt}$  (%)) dépend du pourcentage des minéraux instables présents et de leur degré d'instabilité (les minéraux instables sont les plus altérables). En effet, sous des conditions climatiques identiques et pendant une durée fixée, les minéraux n'ont pas tous le même degré d'altérabilité. En respectant les mêmes conditions d'altérabilité, Zumberg, cité dans Lade et Yamamuro *et al.* (1996), classe les minéraux; ainsi les quartz sont des minéraux très stables. La muscovite, l'orthoclase, la biotite, l'amphibole, le pyroxène, le plagioclase et l'olivine sont des minéraux peu stables.

L'échantillon de schiste argileux a donné les plus grandes valeurs de W<sub>opt</sub>, le schiste satiné les plus faibles. Le gonflement (Tableau III) et la teneur en eau, augmentent avec le pourcentage des minéraux instables présents dans les échantillons.

## Essai CBR sur les schistes étudiés

2.3

Les essais CBR sont effectués sur les échantillons des trois matériaux schisteux compactés à la teneur en eau optimum obtenue par l'essai Proctor modifié. Ils sont ensuite poinçonnés par un piston. Au cours de ces essais, on a constaté que c'est essentiellement le compactage qui permet d'améliorer la portance de ces matériaux et le pouvoir portant de ces derniers est d'autant meilleur que le CBR est plus grand. Les principaux résultats obtenus à partir des essais CBR sont regroupés dans le tableau III.

L'échantillon tacheté présente un indice CBR, à 98 % de compacité par rapport à la compacité optimale, supérieur à 35, un Los Angeles (LA) et un micro-Deval en présence d'eau (MDE) inférieur à 40 (Tableau II) et un gonflement nettement inférieur à 1% (Tableau III). Ce type de granulats peut donc être incorporé dans les corps de chaussée conformément au cahier de prescriptions spéciales (1995). L'échantillon de schiste argileux a enregistré les valeurs les plus élevées du gonflement par rapport aux autres échantillons (Tableau III). En effet, le gonflement et la teneur en eau augmentent avec le pourcentage des minéraux instables présents dans les échantillons. Pour une compacité de l'ordre de 98 %, l'indice CBR du schiste argileux est de l'ordre de 13 (Tableau II), indice relativement faible pour une éventuelle utilisation dans les corps de chaussée. Quant au schiste satiné, il présente une valeur intermédiaire parmi les échantillons testés qui est de l'ordre de 25 (Tableau II). Ce schiste peut répondre à certaines utilisations particulièrement dans le domaine routier.

## Écrasement des grains

Il existe pour un granulat, deux types d'évolution possible sous l'action de sollicitations mécaniques : il se fragmente en donnant des éléments de toutes dimensions ou bien il s'use par frottement en donnant essentiellement des éléments fins. Ramamurthy (1969) est le premier auteur à présenter une classification des ruptures des grains qui a été synthétisée par Guyon et Troadec (1994) qui en distinguent trois modes de rupture : la fracture, l'écaillage et l'abrasion. Ils en donnent la définition. La fracture concerne un grain qui se casse pour donner de nouveaux grains de taille sensiblement égale ou inférieure à la taille du grain d'origine. L'écaillage ou l'attrition se produit ainsi : un grain se casse pour donner un grain de taille légèrement inférieure et voire plusieurs grains de plus petite taille. L'abrasion génère un grain ayant sensiblement la même taille que le grain d'origine mais avec une production de particules très fines.

De nombreux chercheurs (Biarez et Hicher, 1997; Marsal, 1977; Cambou, 1972; Lade et Yamamuro *et al.*, 1996; McDowell et Bolton, 1998) se sont penchés sur le phénomène de rupture des grains et ont permis de

TABLEAU III Influence du gonflement en fonction de la compacité.

Intensité de compactage	Schiste	Schiste argileux		Schiste satiné		tacheté
	G (%)	C (%)	G (%)	C (%)	G (%)	C (%)
55 coups/couche (w <sub>opt</sub> + 2 %)	0,70	98,8	0,29	99,3	0,19	96,6
55 coups/couche (w <sub>opt</sub> )	0,49	10,0	0,08	97,9	0,28	99,6
55 coups/couche (w <sub>opt</sub> – 2 %)	0,32	100,0	0,06	98,1	0,22	99,7
25 coups/couche (w <sub>opt</sub> )	0,71	98,0	0,08	94,4	0,24	96,2
10 coups/couche (w <sub>opt</sub> )	0,39	93,8	0,03	89,6	0,12	91,2

Où G et C sont respectivement le gonflement et la compacité relative.

comprendre comment ce phénomène se manifeste et quels sont les facteurs qui permettent de quantifier la rupture des grains.

En pratique, la rupture des grains se produit à grande échelle durant le compactage des terrains, particulièrement au niveau des barrages, au-dessous des pointes des pieux, etc., ou durant les essais menés en laboratoire, par exemple lorsque les granulats sont soumis à des contraintes de compression ou de cisaillement. L'importance de cette rupture dépend de la forme, de la résistance propre de chaque grain (composition minéralogique et structure cristalline), de la compacité des matériaux, de l'effet de l'eau, de l'intensité des contraintes appliquées aux points de contact et du chemin des contraintes.

Quand les grains sont solides, durs et assez arrondis, ils peuvent supporter des contraintes élevées sans s'écraser. Lorsqu'ils sont fragiles, ils subissent une fragmentation sous l'effet des contraintes appliquées, résultant du cisaillement des aspérités et de la fissuration des grains (Yamamuro *et al.*, 1996).

L'objectif de cette étude est de quantifier le degré d'écrasement des grains de trois types de schiste : tacheté, argileux et satiné, en comparant les courbes granulométriques obtenues avant et après différents essais Proctor pour les classes granulaires 0/6, 6/10 et 10/14, et ce pour des états sec lâche et humide et en fonction de l'énergie de compactage.

Hagerty *et al.* (1993) ont observé trois phases de comportement résultant d'une compression : diminution de volume de l'échantillon due au réarrangement des grains sous faibles contraintes, écrasement des grains et réarrangement sous fortes contraintes.

L'écrasement des grains apparaît quand les contraintes imposées aux grains qui composent le sol dépassent leur résistance propre. La compression s'effectue tout d'abord avec un réarrangement, ensuite l'écrasement des grains se produit en commençant par les plus gros et les plus fragiles. La rupture des grains génère une évolution de la granulométrie du matériau, évolution qui permet d'obtenir une compacité plus grande et un indice des vides plus faible. Graduellement, ces fragmentations mènent à une réduction de l'effort moyen appliqué entre les grains. Cette réduction de l'effort diminue le taux d'écrasement même si l'effort vertical augmente. Ce changement de comportement mène à une augmentation de la rigidité de l'échantillon. L'écrasement non seulement brise les grains faibles mais améliore les performances d'un matériau en diminuant sa compressibilité et sa perméabilité.

## **Résultats et interprétation**

Une des méthodes la plus simple qui permet d'étudier l'écrasement des grains est la comparaison des courbes granulométriques obtenues avant et après les différents essais Proctor modifié réalisés sur les trois classes granulaires retenues pour l'étude. Les essais Proctor montrent qu'il y a un grand changement de la structure granulaire en fonction du nombre de coups, de la présence ou non d'eau et de la classe granulaire d'origine. Il est important de noter que toutes les tailles des grains sont concernées par le phénomène de rupture. L'énergie de compactage ou le nombre de coups influent peu sur la classe granulaire 0/6. On constate même une légère production de fines qui reflète une bonne résistance à l'écrasement de cette granulométrie. En effet, les grains pour cette fraction sont petits et donc plus sains et plus résistants. Pour les classes 6/10 et 10/14, l'écrasement devient plus important avec l'augmentation de l'énergie de compactage.

En présence d'eau, l'écrasement est légèrement plus important pour les grains de taille élevée. En effet, c'est à partir d'une taille supérieure à 6 mm (cas de la classe 6/10) que l'eau commence à avoir une influence importante sur la rupture des grains. Ainsi on a obtenu des étalements plus marqués des courbes granulométriques et le coefficient d'uniformité a évolué par des valeurs parfois importantes de l'état sec lâche à l'état humide en fonction de la nature des matériaux. L'eau en entourant les grains de cette classe pénètre dans les microfissures et rend les zones les plus fragiles moins consistantes, ceci constitue donc des croûtes facilement dégradables. Ceci confirme les résultats de Miura et O'Hara (1979) qui ont montré que la résistance individuelle en présence d'eau des grains devient plus faible, ce qui conduit à un étalement granulométrique important.

Pour une énergie de compactage fixée à 100 coups (Fig. 4), les matériaux présentent un degré d'écrasement différent. Les courbes granulométriques sont plus étalées pour le schiste argileux, donc la rupture des grains est plus importante pour ces derniers. A l'état humide, l'étalement de ces courbes est plus prononcé (Fig. 5). En fait, l'influence de l'eau sur la dégradation diffère d'un matériau à un autre en fonction de la résistance individuelle de ces derniers (cas du schiste satiné, Fig. 6). Plus les grains sont résistants, moindre est l'effet de l'eau.

Les essais Proctor ont prouvé que l'écrasement des grains augmente considérablement avec l'augmentation du nombre de coups et de manière significative avec la taille des grains de schiste argileux (Fig. 7). Cet écrasement, particulièrement pour la classe 10/14, est d'autant plus important que le matériau est humide pour des énergies de compactage élevées, supérieures à 50 coups (Fig. 5). Au fur et à mesure que la densité relative augmente, la rupture des grains diminue ceci peut s'expliquer par le fait qu'avec plus de particules entourant chaque grain, l'effort moyen de contact tend à diminuer.





une énergie de compactage de 75 coups.



FIG. 6 Influence de la teneur en eau sur la dégradation des grains du schiste satiné de classe granulaire 10/14, pour une énergie de compactage de 75 coups.



montré que le schiste satiné et le schiste tacheté sont les matériaux les plus résistants au compactage et celui qui se dégrade le plus est le schiste argileux (Fig. 4). Cette rupture des grains évolue avec l'énergie de compactage (Fig. 5). Il est évident que l'intensité du compactage est un facteur prépondérant sur le développement des ruptures des grains. A chaque augmentation de l'énergie de compactage (nombre de coups appliqué), les courbes granulométriques, après essai, deviennent de plus en plus étalées et s'éloignent de la courbe granulométrique initiale avant essai. Le schiste le plus résistant au compactage est le schiste tacheté, ce qui confirme les constatations lors des essais d'identification qui montrent qu'effectivement il est le plus dur et le moins sujet à la fragmentation des trois schistes étudiés. En effet, les grains sont difficiles à briser et présentent des angularités les plus résistantes. Tandis que le schiste le plus fragile, donc, le moins résistant au compactage est le schiste argileux. En présence d'eau, il y a eu un écrasement plus important des grains sous des énergies de compactage élevées. Ainsi nous pouvons conclure que la présence d'eau fragilise les grains et fait diminuer la résistance à la fragmentation sous les chocs lors du compactage. L'influence de la teneur en eau n'est pas très significative dans le cas d'un matériau résistant schiste satiné (Fig. 6). Cependant l'étalement granulométrique devient de plus en plus important en passant du schiste tacheté au schiste satiné et au schiste argileux (Fig. 4). Donc, son influence évolue en fonction de l'étalement granulométrique des différents matériaux. Le matériau à teneur en eau optimale, dans le cas du schiste argileux, présente des courbes granulométriques proches de celles de l'état sec. Dès que la teneur en eau passe au-delà de l'optimum Proctor, l'écrasement devient plus important (Fig. 5).

Les principaux résultats obtenus à l'essai Proctor ont

Pour l'essai CBR, les schistes satiné et tacheté, à teneur en eau optimale, présentent des courbes granulométriques proches de celles de l'état sec. Dans le cas du schiste argileux, l'étalement granulométrique à teneur en eau optimale est très important par rapport à celui de l'état sec (Fig. 8). Dès que la teneur en eau passe de part et d'autre de W<sub>ogt</sub> on obtient des courbes granulométriques de part et d'autre de celle de l'optimum Proctor. Ceci confirme que l'étalement granulométrique devient de plus en plus important avec l'augmentation de la teneur en eau et donc le taux d'écrasement augmente avec la teneur en eau.



## Influence du mode de compactage

Deux types d'essais ont été retenus pour l'étude de cette influence : l'essai Proctor modifié et l'essai CBR. On a confectionné des échantillons aux deux états : sec lâche et humide à teneur en eau optimale. Les résultats montrent que, pour des énergies assez proches, les matériaux compactés statiguement créent plus de ruptures de grains que ceux compactés dynamiquement, c'est-à-dire le degré d'écrasement à l'essai CBR est plus important que celui de l'essai Proctor que ce soit à l'état sec lâche ou à l'état humide dans le cas des schistes satiné et argileux (Fig. 9). Les courbes granulométriques obtenues sont évidemment plus étalées pour le schiste argileux que pour le schiste satiné. Cet étalement est accentué à l'essai CBR et ceci est justifié par le cumul des deux effets : effet du compactage et du poinconnement.



## Quantification de la rupture des grains

Plusieurs auteurs ont défini le taux d'écrasement des grains à partir de l'évolution ou de l'étalement de la courbe granulométrique. Certains ont proposé de suivre l'évolution de certains diamètres avant et après essai tels le suggèrent Lade et Yamamuro et al. (1996) pour le diamètre D<sub>10</sub>. Dans notre cas, pour quantifier la rupture des grains des différents matériaux étudiés aux essais Proctor, deux paramètres ont été retenus : -d'une part, le coefficient d'uniformité C. :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$
 (1)

Den et Die sont les diamètres qui correspondent respectivement à 60 % et à 10 % des tamisâts cumulés;

-d'autre part, le facteur B<sub>10</sub>.

Lade et Yamamuro et al. (1996) ont défini le paramètre B<sub>10</sub> par la relation :

$$B_{10} = 1 - \frac{D_{10f}}{D_{10i}}$$
(2)

où D<sub>10</sub> et D<sub>10</sub> sont les diamètres qui correspondent à 10 % des tamisâts cumulés respectivement avant et après essai. Ainsi B<sub>10</sub> est compris entre 0 et 1. Plus B<sub>10</sub> se rapproche de 1, plus il y a des ruptures de grains.

Le paramètre C, montre bien que l'écrasement évolue avec la taille des grains, particulièrement avec les classes granulaires retenues 0/6, 6/10 et 10/14 (Fig. 10), mais aussi avec l'énergie de compactage. C<sub>u</sub> n'évolue que très peu pour le cas de la classe 0/6, ce qui confirme que les grains les plus petits sont les plus résistants. Ce résultat a été aussi confirmé pour les trois matériaux : schistes satiné, argileux et tacheté.



A l'état humide (Wont), Cumontre que la dégradation des grains de schiste satiné de la classe 10/14 est très importante comparativement aux classes 6/10 et 0/6. Elle évolue en fonction de l'énergie de compactage (Fig. 11). Les gros grains présentent des angularités et certainement des fissures où la pénétration d'eau peut,



s'effectuer et éventuellement favoriser leur rupture. La figure 12 montre que  $C_u$  évolue de façon identique en fonction du nombre de coups dans le cas des deux schistes tacheté et satiné à l'état sec.



Pour la classe 0/6, à l'état sec, le facteur  $B_{10}$  évolue en fonction du nombre de coups de 0 à 0,36 pour le schiste satiné, de 0 à 0,32 pour le schiste tacheté et de 0 à 0,69 pour le schiste argileux (Fig. 13). On note que l'évolution des schistes satiné et tacheté est quasi identique et proche l'une de l'autre. Par contre à l'état humide,  $B_{10}$  évolue de 0 à 0,70 pour le schiste tacheté, de 0 à 0,73 pour le schiste satiné et de 0 à 0,77 pour le schiste argileux (Fig. 14). Cette évolution du facteur  $B_{10}$ s'accentue avec la taille des grains (Fig. 15) et avec les minéraux constituants chaque matériau. En effet  $B_{10}$  est de l'ordre de 0,98 pour le schiste argileux qui présente les minéraux les plus instables; alors qu'il est égal à 0,86 pour le schiste satiné et à 0,82 pour le schiste tacheté.



Le paramètre C<sub>u</sub> confirme que le degré d'écrasement des grains est moindre pour le schiste tacheté qui est le matériau le plus résistant que pour les deux autres matériaux schisteux satiné et argileux. Le facteur





 $B_{10}$ montre que l'écart du degré de rupture, qui évolue en fonction de l'énergie de compactage, entre les classes granulaires n'est pas très important (Fig. 15).

Pour la classe 10/14, le coefficient d'uniformité C<sub>u</sub> et le facteur B<sub>10</sub> évoluent en fonction de la teneur en eau. C<sub>u</sub> varie de 40,00 à 62,86 pour le schiste argileux, de 5,45 à 7,69 pour le schiste tacheté et de 6,25 à 9,81 pour le schiste satiné (Fig. 17). Le facteur B<sub>10</sub> a atteint 0,98 pour le schiste argileux alors qu'il vaut 0,87 pour le schiste satiné et 0,85 pour le schiste tacheté (Fig. 17). Le coefficient C<sub>u</sub> est lié à la teneur en eau de façon quasi proportionnelle particulièrement pour les schistes satiné et tacheté mais avec une faible pente; alors que le facteur B<sub>10</sub>est lié à la teneur en eau W avec une pente légèrement élevée pour ces deux derniers matériaux. Pour le schiste argileux, la pente est très faible et B<sub>10</sub> à l'état sec est de l'ordre de 0,97, ce qui montre qu'à cet état la presque totalité des grains s'est écrasée.



FIG. 16 Evolution du coefficient d'uniformité C<sub>u</sub> en fonction de la teneur en eau pour une énergie de compactage 100 coups.



## Bibliographie

- Biarez J., Hicher P.Y. Influence de la granulométrie et de son évolution par ruptures de grains sur le comportement mécanique de matériaux granulaires. *Revue française de génie civil*, vol. 1, n° 4/1997, 1997, p. 607-631.
- Cambou B. Compressibilité d'un milieu pulvérulent, influence de la forme et de la dimension des particules sur les propriétés mécaniques d'un milieu pulvérulent. Thèse de docteur de spécialité, université scientifique et médicale, Grenoble, 1972.
- Guyon E., Troadec J.-P. *Du sac de billes au tas de sable*. Éditions Odile Jacob, Sciences, 1994.
- Hagerty M.M., Hite D.R., Ullrich C.R., Hagerty D.J. – One dimensional high pressure compression of granular media. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 119, n° 1, January 1993, p.1-17.
- Lade P.V., Yamamuro J.A., et al. Significance of particle crushing in granular materials. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 122, n° 4, 1996, p. 3109-3116.
- Marsal R.J. Research on granular materials. Experimental work compiled for the IXth International Conference on Soils. Mechanics and Foundation. Engineering. June, Tokyo, 1977, p. 1-78.
- McDowell G.R., Bolton M.D. On the micromechanics of crushable aggregates. *Geotechnique* 48, n° 5, 1998, p. 667-679.
- Miura N., O' Hara S. Particle-crushing of a decomposed granite soil under shear stresses. Soils and Foundations, vol. 19, n° 3, 1979, p. 1-14.
- Ramamurthy T. Crushing phenomena in granular soils. Journal of the Indian National Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 8, 1969, p. 67-86.
- Yamamuro J.A., Bopp P.A., Lade P.V. One dimentional compression of sands at high pressures. *Journal of Geotechnical Engineering*, February, 1996, p. 147-154.

Ces essais ont montré que l'écrasement des grains augmente considérablement avec la fragilité de ces derniers constituant chacun des schistes. Ce phénomène semble être lié en grande partie à la minéralogie, à la texture, à l'angularité des grains et au pourcentage des minéraux instables.

La résistance au compactage des schistes est liée aussi à la nature minéralogique des grains, à la granulométrie (taille des grains), à l'intensité des efforts appliqués (nombre de coups) et à la compacité de l'échantillon : lâche, dense (densité à l'optimum Proctor) avec ou sans présence d'eau.

Les schistes argileux, les plus fragmentables des trois types de schistes étudiés, ont généré les courbes granulométriques les plus étalées après essai, celles-ci correspondent non seulement à des écrasements mais conduisent aussi à des glissements et à des arrangements des grains vers des indices des vides petits, par conséquent, des degrés d'écrasement les plus importants.

La dureté des minéraux, telle celle de l'amphibole, diminue la quantité d'écrasement des grains. Les échantillons constitués de minéraux les plus durs, même soumis à des efforts élevés, donnent peu de rupture.

Le coefficient d'uniformité  $C_u$  et le facteur  $B_{10}$  confirment que la dégradation des grains est plus importante pour les grains de grande taille, leurs valeurs sont plus élevées à l'état humide qu'à l'état sec et sont fonction de la minéralogie des matériaux.



# Méthodologie d'étude des falaises et de cartographie des risques : application à la falaise de Kef El Hendi (cap Bon, Tunisie)



La falaise de Kef El Hendi du Jebel Korbous (cap Bon, Tunisie) présente des risques potentiels de chute de blocs sur la chaussée de la route régionale 128. Pour évaluer le risque et identifier les zones des éboulements majeurs potentiels, la méthode « Matterock » a été appliquée. La carte des risques, produit final de cette méthode, a été obtenue après un levé géologique détaillé le long de la falaise et une analyse des directions et des plongements des différentes discontinuités (plans de stratification, diaclases et failles) présentes dans les différentes aires structurales.

La confrontation des résultats montre que les aléas d'instabilité sont liés, d'une part, au basculement et au glissement en dièdre se manifestant par simple chute de blocs ou par éboulements majeurs dans les unités gréseuses et, d'autre part, à l'érosion des niveaux tendres. La synthèse des données permet de cartographier les aléas le long de la falaise et de les classer selon la dangerosité. Un tel document permet de planifier et de choisir les actions afin de stabiliser cette falaise et de sécuriser la route.

*Mots-clés* : méthodologie, falaise, risque, Kef El Hendi, Tunisie.

## Methodology of cliff evaluation and hazards mapping : application to Kef El Hendi Cliff (cap Bon, Tunisia)

Abstract

The Kef El Hendi cliff of Korbous relief (cap Bon, Tunisia) shows a potential risk of falling rocks on the 128 regional road. To tackle this study and to detect the potential major collapses, we have applied cliff examination «Matterock» method. To draw up the hazard map, we carried a detailed geological survey and analyzed directions and dips of all discontinuities (bedding planes, joints and faults) of the different structural areas. The comparing results show that the instability hazards are linked on the one hand to toppling or falling blocks and to collapses of the sandy units an on the other hand to the erosion of the tender levels. The data synthesis allows to map the hazards along Kef El Hendi cliff and to classify it according to danger degrees. This document shows how to program and choose the actions to consolidate this cliff and to secure the road.

Key words: methodology, cliff, hazards, Kef El Hendi, Tunisia.

## A. BEN MAMMOU W. BERRIRI

Laboratoire des Ressources minérales et Environnement Faculté des Sciences de Tunis 2092 Tunis, Tunisie Abdallah.benmammou@fst.mu.tn berririmw@yahoo.fr

## M. SADDEM

Direction des carrières et explosifs Ministère de l'Equipement et de l'Habitat Cité Jardin 1006 Tunis, Tunisie

> NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1<sup>er</sup> avril 2007.

## Introduction

Les mouvements de terrain sont souvent imprévisibles, de faible probabilité d'occurrence et non maîtrisables; mais une fois déclenchés, leurs conséquences peuvent être catastrophiques sur les plans socio-économique et humain. Dès lors, la seule solution de nature à assurer la sécurité des zones exposées au mouvement de terrain consiste à gérer le risque.

Dans cette contribution, on présente les résultats de l'étude de l'instabilité de la falaise de Kef El Hendi située dans la péninsule du cap Bon au nord de la Tunisie (Fig. 1). Elle a été engagée suite à des chutes de blocs et éboulements successifs sur la chaussée au pied de la falaise qui ont entraîné la fermeture à la circulation de la route régionale RR128 reliant les villes côtières du Soliman Korbous du cap Bon.



Le secteur d'étude se situe sur le flanc occidental de Jebel Korbous. Dans cette région, la route est bordée, du côté ouest, par la mer (golfe de Tunis) et longe, du côté est, le pied de la falaise sur une distance d'environ 500 mètres. La hauteur de la falaise atteint 100 mètres dans la partie nord et dépasse 150 mètres dans la partie sud. Elle présente une succession de pentes raides (talus) formées de grès massifs et de gradins taillés dans des matériaux gréseux plus tendre.

Afin de sécuriser la route, des murs de soutènement et des murs pièges à cailloux en maçonnerie de 10 mètres de hauteur ont été construits au début du xx<sup>e</sup> siècle. Ces ouvrages sont construits à différents niveaux dans l'éperon le plus accentué de la falaise et sur une portion de 170 mètres de la route. A l'état actuel, ces ouvrages sont soumis à une poussée due aux blocs détachés des bancs de grès fracturés et aux eaux d'infiltration et ils sont exposés à un renversement potentiel. Ceci se manifeste localement par le démantèlement, la rupture et l'effondrement progressif des contreforts des murs pièges à cailloux (Figs. 2 et 3). Malgré l'existence de ces ouvrages, des blocs de grès de taille différente se sont retrouvés sur la chaussée.

Devant ces signes d'instabilité du rocher et des ouvrages de soutènement et le danger auquel seraient exposés les usagers, la direction régionale de l'Equipement a décidé la fermeture de la route à la circulation.



FIG. 2 Murs de protection de la falaise de Kef El Hendi. Protection walls of Kef El Hendi cliff.



FIG. 3 Chute de blocs de taille variable au niveau de la chaussée en pied de la falaise. Blocks fall of variable size on the level roadway in foot of the cliff.

## 2 Objet et méthode d'étude

Cette étude a pour but de cartographier le risque et vise à délimiter les zones présentant un danger imminent. Elle a été développée pour répondre à deux préoccupations de la direction régionale de l'Équipement :

 - l'identification des secteurs instables ou potentiellement instables de la falaise : étude de l'aléas;

– l'évaluation du danger que représentent ces secteurs sur la circulation routière au pied de la falaise : la probabilité d'atteinte d'un tronçon de la route par les éboulements rocheux.

Pour ausculter la falaise et localiser les zones d'instabilité, on s'est basé sur la méthodologie « Matterock » (Rouiller *et al.*, 1998) développée par le Centre de recherche sur l'environnement alpin de Sion (CRE-LALP) suite au grand éboulement de Randa qui s'est produit en 1991 dans les Alpes suisses. Cette méthodologie est adaptée aux massifs rocheux homogènes, pour lesquels le système de discontinuité est à l'origine de processus de rupture de dièdre et plane. Dans le cas de la falaise de Kef El Hendi, formée d'alternance de bancs de grès métriques et d'argiles gréseux plus tendre, la rupture est liée à la fois à la fracturation des bancs de grès et à la faible résistance mécanique des niveaux tendre sous jacents provoquant des ruptures de dièdre et des basculements.

Cette étude a été menée en quatre étapes :

- levé géologique et étude structurale de Kef El Hendi ;

– analyse détaillée de l'agencement structural affectant la falaise ;

 délimitation des zones potentiellement instables et évaluation de leur dangerosité ;

 – estimation de danger et d
éfinition des actions de stabilisation.

## Géologie de la falaise

Pour mieux approcher les mécanismes de déformation de la falaise, une analyse géologique du secteur d'étude s'est imposée en réunissant des données de diverses natures (topographique, morphologique, lithologique, structurale, etc.).

La falaise de Kef El Hendi constitue la retombée occidentale de l'anticlinal de Jebel Korbous. Elle est constituée des séries détritiques Oligocène-Miocène inférieur (Fig. 4). Elle évolue des alternances de calcaires gréseux et marneux à la base vers une formation essentiellement gréseuse vers le sommet. Les différents niveaux compétents de Jebel Korbous sont affectés par des failles de direction variable, dont les plus importantes sont la grande faille d'effondrement F1 qui longe la côte (faille normale de direction proche de N20 et de pendage fort de l'ordre de 70° vers le NNW) et la faille F2 qui passe au niveau d'Ain Oktor (Fig. 4). C'est une faille de direction proche d'E-W et qui découpe le Jebel de Korbous en deux compartiments bien individualisés dans le paysage (Ben Salem, 1992). D'autres failles normales de direction N80 à N90 et N110 à 130, affectent Jebel Korbous. Il s'agit de failles délimitant des grabens de largeur métrique. De petites fractures de direction variant de N50 à N90 et à rejet généralement décimétrique à métrique affectent le massif.

La falaise de Kef El Hendi d'une hauteur moyenne de 125 m domine sur 500 m la route régionale 128 (RR 128).

L'analyse morphologique détaillée de la falaise montre une succession de pentes raides et de gradins (Fig. 5). Cette disposition est liée à la lithologie et à l'inclinaison des bancs.

La falaise est formée des puissantes barres gréseuses massives constituées d'un empilement de bancs de grès grossiers décimétriques à métriques intercalés avec des niveaux argilo gréseux plus tendres (Fig. 6). La base et le sommet de cette formation gréseuse sont formés par deux niveaux marneux. Les bancs de la falaise de Kef El Hendi présentent une structure monoclinale de direction moyenne N140 avec un plongement vers l'intérieur du massif de l'ordre de 15° NE.

Le front de la falaise de direction subméridienne montre des talus verticaux séparés par des zones moins inclinées, formant une succession de gradins de hauteur de l'ordre de 25 m (Fig. 5). Ces zones sont couvertes par des éboulis de grès de forme et de taille variable. La partie sommitale présente des zones d'arrachement en coin de pendage fort (supérieur à 65°) et orientées vers l'extérieur du massif. Ces coins sont sculptés dans les matériaux gréseux durs et massifs et sont associés à la présence de deux familles de fractures sécantes. A leur base, un sous-cavage s'est





développé, il résulte de l'érosion des intercalations tendres. La falaise est marquée par une fracturation assez poussée et très prononcée au niveau des barres gréseuses. Les discontinuités d'origine tectonique apparaissent sous forme de familles de fractures plus ou moins serrées et sécantes. Elles ont des directions plus ou moins orthogonales et subparallèles à celle du front de la falaise et ont un pendage subvertical délimitant ainsi des coins instables (Tableau I).

Les réseaux de fractures relativement denses et complexes affectant les bancs de grès favorisent l'infiltration et la circulation de l'eau à travers les barres de grès. Les niveaux tendres moins perméables sous



**FIG. 6** Log lithologique de la falaise de Kef El Hendi. Lithological log of Kef El Hendi cliff.

jacents entravent la percolation de l'eau. A la limite de ces deux types de matériaux, l'écoulement de l'eau provoque un sous-cavage qui est accentué par l'érosion superficielle des niveaux tendres. Les vides ainsi créés provoquent le basculement des blocs de grès. La perméabilité d'ensemble de la masse instable semble être très irrégulièrement distribuée. Cette variation de la perméabilité peut produire une augmentation du gradient de charge dans le massif, et donc, le développement de pressions interstitielles importantes (Antoine, 1992). L'humidification a pour effet aussi de diminuer la cohésion le long des surfaces de stratification entre les barres de grès et les niveaux tendres favorisant le glissement des bancs gréseux.

## Agencement structural et délimitation d'aires structurales

4

D'après la méthodologie Matterock (Rouiller *et al.*, 1998) l'instabilité d'une falaise est toujours liée à l'agencement structural. De ce fait, l'étude structurale consiste, en premier lieu, à caractériser les discontinuités affectant la falaise et à visualiser, par l'intermédiaire d'un agencement structural, les rapports géométriques qu'elles ont entre elles, et à rapporter dans une seconde étape chaque agencement structural à des surfaces bien délimitées appelées aires structurales (AS).

AS	Disc <sup>(1)</sup>	Direction	Pendage (*)	Esp. <sup>(2)</sup> moy (m)	Ouv. <sup>(3)</sup> (cm)	Persis. <sup>(4)</sup> (m)	Stéréogramme Schmidt-Lambert
	D1	N 155	65 SW	0,8	0	21,9	
AS1	D2	N 141	80 SW	4	0	20,5	
	D3	N 112	80 SW	1,8	0	20,5	
	D4	N 67	80 SE	1,2	0	20,5	
	D5	N 44	80 SE			20,5	
	D6	N 80	85 SE			20	
	D7	N 46	65 NW	2	0	21,9	
	D8	N 58	40 NW	2	0	32,5	
	SO	N 134	15 NE	0,8		77	
	D1	N 156	60 SW	0,8	0	17	
	D2	N 141	80 SW	3,33	0-22	16	
	D3	N 100	70 SW	1	0	10,5	
AS2	D4	N 68	80 SE	2,5	0-15	15	
	D5	N 46	65 NW	2	0	16,3	A/X/
	D6	N 58	40 NW	2	0	24,36	RV
	SO	N 134	15 NE	0,4		58	
	D1	N 141	75 SW	1,6	0	36,4	
	D2	N 115	70 SW	1,9	0	36,4	$\wedge$
1.01	D3	N 33	75 SE	3,33	0-22	35,4	
	D4	N 57	75 SE	3,2	0	35,9	
A54	D5	N 49	70 NW	1,4	0	37,2	
	D6	N 83	70 NW	1		37,2	
1	D7	N 34	85 NW	0,8		35,8	
1	SO	N 134	15 NE	0,7		135.2	

## TABLEAU I Plans moyens et paramètres géométriques des principales familles de discontinuités affectant la falaise de Kef El Hendi.

Average plans and geometrical parameters of the principal discontinuities families affecting Kef El Hendi cliff.

(1) Disc. : discontinuités, discontinuity ; (2) Esp. : espacement, spacing ; (3) Ouv. : ouverture, opening ; (4) Persis. : persistance, persistence.



FIG. 7 Stéréogramme synthétique des discontinuités de la falaise de Kef El Hendi (hémisphère supérieur). Synthetic stereogram of discontinuities of Kef El Hendi cliff (higher hemisphere).



Slop and azimuths charts of Kef El Hendi cliff.

#### Agencement structural

L'agencement structural correspond à la disposition tridimensionnelle des discontinuités dans le massif, les unes par rapport aux autres. Il permet de regrouper les discontinuités en familles ayant des caractères structuraux et géométriques semblables tel que l'orientation, l'ouverture, l'espacement, l'ampleur, le remplissage, etc. (Tableau I).

Les objets structuraux définissant l'agencement structural de la falaise sont :

– la stratification ( $S_0$ ) de direction moyenne N 140 et de faible pendage de l'ordre de 15° vers le NE (Fig. 7); – les diaclases qui affectent les bancs, elles sont pluridirectionnelles avec un pendage fort. Elles constituent généralement des ramifications des fractures et des failles;

- les fractures secondaires ou fracture de décompression liées au basculement de blocs, leur ampleur est égale à celle des barres. Elles sont subparallèles au flanc des différentes barres gréseuses. Ces fractures sont généralement ouvertes avec des rejets faibles à nuls et constituent des réseaux de circulation des eaux d'infiltration;

- les failles ont une direction moyenne NE-SW et un pendage moyen de 60° vers le NW. Les crochons des couches indiquent un jeu normal des failles avec un rejet de 10 cm à 1 m.

#### 4.2

## Aires structurales

En se basant sur la morphologie, la lithologie, la puissance des couches et la distribution des discontinuités, la falaise a été subdivisée en quatre aires structurales (AS) (Fig. 6) :

- AS1: la barre sommitale de grès massif;

 AS2: le niveau argilo gréseux de grès grossier associé à des silts et argiles glauconieuses;

AS3 : le niveau d'argile avec deux barres de grès massif;

 AS4 : les deux barres massives de grès intercalées avec des bancs minces de grès tendre associés à des silts et des argiles glauconieuses.

La projection stéréographique des plans moyens (Schmidt Lambert, hémisphère supérieur) de toutes les familles de fractures des aires structurales (AS1, AS2 et AS4) permet de préciser les paramètres géométriques moyens communs à chaque famille (Tableau I). L'aire structurale AS3, masquée par les éboulis, la végétation et confortée par les murs pièges à cailloux, n'a pas été analysée.

## ANALYSE DE LA TOPOGRAPHIE

5

L'analyse de la topographie consiste essentiellement à établir le modèle numérique de terrain, à partir duquel il est possible d'exécuter un certain nombre de traitements des données altimétriques. La carte des pentes (Fig. 8) met en évidence les pentes raides, lieux préférentiels des instabilités rocheuses. La recherche des aléas se limite donc à ces pentes raides. Dans les grés massifs, la limite de pente, au-dessus de laquelle les instabilités rocheuses peuvent avoir lieu est de l'ordre de 55°. La carte des azimuts (Fig. 8) permet d'identifier les grands traits morphologiques causés par des familles de discontinuités majeures. Dans le cas de la falaise de Kef El Hendi, la carte des azimuts montre que le front de la falaise a été façonné principalement par les discontinuités ayant un plongement vers l'Ouest (NW et SW).



FIG.9 Mécanismes de rupture caractérisant les aléas dans la falaise de Kef El Hendi. A: glissement en dièdre. B: basculement. Rupture mechanisms characterizing the hazards of Kef El Hendi cliff. A: Wedge slide, B: Land slide

## Individualisation de l'aléas et dangerosité

6

La méthodologie Matterock permet de localiser l'instabilité en fonction de l'agencement structural de la falaise, en particulier des unités massives gréseuses. Sous le nom d'aléas sont alors déterminés les compartiments de falaise propices à ces phénomènes. La localisation des aléas est une démarche prospective, elle vise à analyser les causes structurales de ces phénomènes et les indices associés afin de délimiter les zones à risques. Cette approche implique aussi la prise en compte de tous les mouvements antérieurs qui se sont produits au niveau de la falaise.

L'attribution d'un degré de *dangerosité* permet d'estimer le danger pour chaque aléa. Ces deux étapes nous ont permis de dresser la *carte des aléas* de la falaise de Kef El Hendi.

#### 6.1

## Mécanismes générateurs

L'analyse de l'ensemble des données décrites cidessus (géologiques, structurales et topographiques) et la reconnaissance *in situ* des instabilités inventoriées nous ont permis d'identifier deux principaux mécanismes de rupture caractérisant les aléas rocheux dans la falaise de Kef El Hendi (Fig. 9) :

*Basculement* : les aléas de ce type sont localisés essentiellement au niveau de AS2, ils sont favorisés par la nature lithologique plus ou moins tendre. L'altération et l'érosion des niveaux sous jacent (AS3) jouent un rôle très important dans le déclenchement de ce mouvement. Elles se manifestent par la création de vides à la base de la masse rocheuse et par l'ouverture progressive des fractures parallèles à subparallèles au front. Les masses rocheuses affectées par ce mécanisme peuvent atteindre quelques mètres cubes.



- 1-2 Plan de discontinuité Failure planes
- 3 Fissure de tension Tension crack
- 4 Surface topographique supérieure Upper ground surface
- 5 Surface de glissement Slope face
- L Distance entre la fissure de tension et la crête, mesurée par rapport à la dicontinuité 1. Distance of tension crack from crest, measured along the trace of plane 1.
- H Hauteur du glissement (distance verticale) mesurée par rapport à la discontinuité 1. Slope height (vertcal distance) referred to plane 1.

FIG. 10 Géométrie typique du problème de stabilité des glissements en dièdre dans les pentes rocheuses. Typical geometry of the stability problem of the rock wedge slide in the rock slopes. *Glissement dièdre* : ce mécanisme caractérise les aléas identifiés dans AS1 et à l'affleurement de AS4 dans la partie sud de la falaise. La fracturation (intense et inter-croisée) est le principal facteur dans l'apparition de ce mécanisme, il existe d'autres facteurs (brutaux ou progressifs) tels que le dégagement des surfaces de rupture ou la disparition des masses d'appui par basculement et/ou érosion des niveaux inférieurs. Les dièdres majeurs sont formés par les familles D2-D3 et D3-D4. La taille des blocs dégagés est variable mais la hauteur de chute reste importante surtout pour AS1.

## Détection des aléas

6.2

La confrontation entre l'agencement structural et la topographie permet de détecter les secteurs potentiellement instables. Elle consiste à déterminer les relations spatiales définies par les discontinuités à la fois entre elles et par rapport à la topographie et de déceler où elles peuvent générer des instabilités. En plus, la taille et la forme des dièdres potentiels dépendent essentiellement de la géométrie de la surface topographique (orientation, inclinaison, forme, étendu, etc.) et des principales familles des discontinuités.

La première approche consiste à visualiser cette géométrie à l'aide d'une représentation stéréographique des plans moyens des discontinuités majeures et de la direction topographique (Fig. 7). Pour qu'un glissement soit possible, il faut que la ligne d'intersection des discontinuités, définissant les dièdres potentiels, soit orientée vers le front de la falaise et intercepte la surface topographique. Cette condition permet une première identification des dièdres potentiels et de déterminer les agents structuraux responsables (croisement des familles de direction N52 et N84 vers le SW avec celles de direction N110, N140 et N155 vers le NW).

Hoek et Bray (1981) ont présenté une méthode plus spécifique pour l'analyse des instabilités de type dièdre dans les pentes rocheuses et qui prend en considération l'aspect tridimensionnel du problème (Fig. 10). Cette méthode permet d'évaluer la stabilité des dièdres potentiels par le calcul du facteur de sécurité SF (Safety Factor). Plusieurs paramètres interviennent dans le calcul, à savoir:

- la hauteur, l'orientation et le des faces topographiques (sommitale et de pente) ;

 la direction, l'angle et les paramètres géomécanique (cohésion, angle de frottement interne) des plans moyens des discontinuités ;

- la géométrie des fissures de tension ;
- les pressions hydrauliques ;
- les forces extérieures et sismiques ;
- l'existence de dispositifs de renforcement (tirants, etc.).

La géométrie tridimensionnelle du problème et le nombre élevé des paramètres impliquent un calcul relativement compliqué. Pour ce faire, on a utilisé le logiciel Wedge Failure Analysis<sup>(1)</sup> qui nous a permis de calculer les facteurs de sécurités pour chaque dièdre potentiel.



## La dangerosité

La dangerosité d'un aléa est, par définition, sa probabilité de mobilisation. Plusieurs facteurs interviennent dans l'appréciation de la dangerosité :

 les facteurs intrinsèques, sont les plus significatifs, ils sont liés à la roche : lithologie, fractures, comportement géomécanique;

 les facteurs dégradants, à savoir tous les éléments externes qui concourent avec le temps et par le biais de processus physico-chimiques à démanteler la falaise : l'eau, la température et la sismicité de base ;

– les facteurs déclenchants qui sont liés aux actions physiques extrêmes intervenant soit à la surface du sol (météo et climat) soit en profondeur (sismicité, pression hydraulique dans les fissures, etc.) et qui, du fait de leur haute intensité, déclenchent l'aléa.

Au niveau de la falaise de Kef El Hendi, les conditions morphostructurales sont très précaires et révèlent d'importants indices d'instabilité (lithologie variée, ouverture des fractures, intenses réseaux de fracturation, érosion différentielle, sous-cavage, pente raide, éboulis...). Les agents dégradants (eau et air) sont très actifs et conduisent à un démantèlement et à une érosion active du front de la falaise et en particulier des niveaux tendres. Les mécanismes déclenchant les instabilités dans la région sont liés essentiellement aux précipitations d'une intensité importante.

L'état général de la falaise apparaît donc très propice au développement des instabilités et fait que la majorité des aléas identifiés ont une probabilité d'atteinte et de mobilisation moyenne à élevée.

## Carte des aléas

Une fois identifiés, les aléas sont définis par un périmètre, un type de mécanisme, un volume maximal mobilisé par chaque événement, un intervalle de la taille des blocs et une dangerosité. En se basant sur ces données et en synthétisant tous ces éléments, nous avons établi la carte des aléas (Fig. 11).

## Étude du danger

7

Cette partie expose l'estimation du danger dans la partie sise à l'aval de la falaise de Kef El Hendi. Chaque aléa se voit attribuer un degré de danger (élevé, moyen et faible) au moyen d'un diagramme intensité-probabilité d'atteinte (I-W) (Fig. 12). Le digramme I-W correspond à une zonation de l'énergie des blocs susceptibles d'atteindre un périmètre donné par unité de temps.

## Probabilité d'atteinte

La méthodologie Matterock permet de définir la probabilité d'atteinte par des classes temporelles au cours desquelles un événement a une forte probabilité de se produire. La probabilité d'atteinte est élevée lorsque qu'elle se situe entre 0 et 30 ans, elle est

<sup>&</sup>lt;sup>III</sup> Logiciel développé par E. Bane Kroeger du Département du génie minier et des ressources minérales de l'université de Illinois de Sud Carbondale. Ce logiciel reprend l'analyse de sécurité des glissements en dièdre ou plan dans les roches massives introduite par Hoek et Bray en 1981.





moyenne de 30 à 100 ans et faible de 100 à 300 ans. La probabilité d'atteinte d'un bloc est évaluée en associant:

- sa probabilité de rupture exprimée par la dangerosité de l'aléa ;

- sa probabilité de propagation, soit la probabilité qu'un bloc qui s'est détaché atteigne le site considéré.

Légende/Legend



Mécanisme de rupture/Mode of failure GD : Glissement en dièdre/Wedge slide GB : Basculement/Toppling

Degrés de dangerosité/Dangerousness

1 : Faible/Light

2 : Movenne/Medium

Mur de soutènement/Supporting wall

Mur piège à cailloux/Traps stones wall



Pour estimer la probabilité d'atteinte, on s'est basé sur la disposition des éboulis au pied des zones sources. Cette dernière a révélé que les blocs déstabilisés ont une trajectoire aléatoire. Elle a montré aussi que l'extension du phénomène de propagation des blocs est élevée, la distance parcourue par les blocs rocheux est très grande. Pour certains aléas, situés dans AS1 de la partie sud de la falaise, la limite d'atteinte<sup>(2)</sup> « A » atteint la route, elle est dans les autres cas plus en retrait et se limite aux zones de contre bas. Cette grande distance de propagation est due à la taille des dièdres, à la raideur de la pente et à l'absence d'amortissement des chocs.

Seuls les aléas localisés au niveau des murs pièges à cailloux sont caractérisés par une faible probabilité d'atteinte, la limite «A» s'arrête au niveau du mur, ceci est dû à l'amortissement des blocs contre les murs.

## Intensité

L'intensité est donnée par l'énergie (pouvoir destructeur) des blocs à un endroit précis de leurs trajectoires. Elle est exprimée sous forme d'énergie cinétique de déplacement et de rotation et dépend de plusieurs paramètres : taille des blocs mobilisés, hauteur de détachement, pente, obstacle, etc. Selon la méthodologie Matterock, trois classes d'intensité sont distinguées :

<sup>&</sup>lt;sup>(2)</sup> Les limites d'atteinte (Rouiller *et al.*, 1998) correspondent à la distance parcourue par les blocs provenant d'un point donné jusqu'à leur arrêt. Ils sont matérialisés par trois limites :

<sup>-</sup> limite A : 99 % des blocs s'arrêtent en A ;

<sup>-</sup> limite B : 10<sup>-2</sup> des blocs s'arrêtent en B ;

<sup>-</sup> limite C : 10<sup>+</sup> des blocs s'arrêtent en C.

– élevée (> 300 kJ) : destruction partielle ou totale des objets atteints ;

 moyenne (30-300 kJ) : dégâts importants aux objets atteints. Une énergie de 300 kJ correspond à la résistance standard d'un mur en béton armé ;

- faible (< 30 kJ) : les objets atteints sont faiblement endommagés. Une énergie de 30 kJ correspond à la résistance standard d'une barrière en bois de chêne d'environ 30 cm d'épaisseur.

Pour les aléas passés, et à défaut d'une modélisation de la chute des blocs, l'observation des blocs éboulés (taille, répartition dans la pente, traces d'impact, etc.) permet d'estimer sommairement cette intensité. Par contre, pour les aléas potentiels, l'intensité est estimée en calculant la taille unitaire et le volume global des blocs mobilisés en fonction de l'espacement moyen et la persistance des principales discontinuités affectant l'aléa considéré.

#### 7.3

## Carte de danger

La carte de danger de la route RR 128 au pied de la falaise de Kef El Hendi (Fig. 13) a été établie sur la base de la carte des aléas et présente une délimitation des périmètres exposés avec estimation graduée du danger. Elle synthétise les résultats obtenus par projection des aléas sources sur le diagramme I-W et prend en considération l'analyse *in situ* des phénomènes : cicatrices, répartition et tailles des blocs.

La carte de danger permet de distinguer, suivant la notion de répétitivité des évènements, deux phénomènes:

- chute de blocs. Ce phénomène est assez fréquent (lié à pluviométrie) et peut se répéter plusieurs fois au même endroit. L'énergie d'impacte est généralement faible (<30 KJ vu la faible taille des blocs) et ne prendra de l'ampleur au niveau de la chaussée que si la hauteur de la chute est importante. Le diagramme I-W montre que la majorité des aléas de ce type sont qualifiés d'un degré de danger moyen à élevé;

– les éboulements. Ces phénomènes, pour lesquels l'intensité est toujours élevée, résultent de processus de dégradation lents et irréversibles de la falaise et la notion de fréquence s'y adapte mal. Dans ce cas, la probabilité d'atteinte est estimée par la répartition des arrêts des blocs dans les pentes, et le danger sera visualisé par les limites d'atteinte ou d'arrêt. L'analyse des cicatrices et l'observation des blocs déjà éboulés montrent que la distance de propagation est élevée, ceci s'explique par la grande taille des blocs, la raideur de la pente et l'absence d'obstacles.

Globalement, le danger au niveau de la route apparaît assez élevé. La falaise présente, à plusieurs endroits, des écailles et/ou des dièdres fragmentables avec développement de sous-cavage à leur base (et évolue en surplomb). Les blocs déchaussés, dont le volume unitaire peut atteindre 0,1 à quelques m<sup>3</sup>, induisent un danger permanant notamment en période de pluie. La limite d'atteinte et de propagation des blocs est très grande en raison de la raideur de la pente et du franchissement immédiat de la route.



Danger map.

## Actions de stabilisation et sécurisation de la Falaise

La carte de danger montre différents types de mouvements de la falaise : des glissements de dièdre et des basculements qui se manifestent par simple chute de blocs ou par éboulement. La stabilisation de cette falaise doit être menée selon le type de mouvement identifié et classé fera l'objet d'une action appropriée. La stabilisation de ces mouvements impose des actions mécaniques pour le curage des blocs instables. La fixation par tirants serait plus sécurisante pour les dièdres volumineux et les éboulements affectant des bancs épais. Le choix entre ces différentes actions dépendra en définitif du coût de l'action du traitement.

## 9 Conclusion

L'étude menée a permis de tirer plusieurs renseignements concernant l'état de stabilité de la falaise de Kef El Hendi. L'étude du risque a révélé que les aléas ne sont en fait que le signe géologique de l'évolution de l'instabilité de la falaise. Les aléas sont liés à des phénomènes de détachement des blocs par éboulement, basculement ou chute simple des blocs. Ils sont le résultat des processus de dégradation lents et irréversibles du front de la falaise et ont pour origines les facteurs morphostructuraux de la falaise.

La probabilité de mobilisation de ces aléas sources est assez importante, elle est associée à une grande dangerosité, une probabilité d'atteinte relativement élevée et des volumes de blocs assez importants de quelques m<sup>3</sup> à quelques dizaines de m<sup>3</sup>. La limite d'atteinte des blocs est assez grande et dépasse par endroit les murs de soutènement de l'aire structurale 2 (AS2) et les pièges à cailloux.

Toutes ces données font que le tronçon de la route au pied de la falaise de Kef El Hendi est exposé à un risque élevé, ce qui impose des actions immédiates (fixation des blocs basculés ou détachés), à moyen terme (rectification de la pente des talus instables) et à long terme (construction d'ouvrages de protection) pour assurer la sécurité des usagers de la route. Ces actions ont été jugées très coûteuses, une déviation de la route a été décidée assurant définitivement la sécurité et le trafic vers le centre thermo-minéral de Korbous.

## Bibliographie

- Antoine P. Les problèmes posés par l'instabilité des versants de grande ampleuraspects géologiques. Bull. de l'Ass. Inter. de Géol. de l'Ing., n° 45, 1992, p. 9-24. Baillifard F., Jaboyedoff M., Rouiller J.-D.,
- Baillifard F., Jaboyedoff M., Rouiller J.-D., Tosoni D. – Matterock : une méthode d'auscultation des falaises et de détection des instabilités rocheuses. CREALP, 1998, 16 p.
- Ben Salem H. Contribution à la connaissance de la géologie du cap Bon : stratigraphie, tectonique et sédimentologie. Thèse de doctorat 3<sup>e</sup> cycle, Fac. Sci. de Tun., 1992, 203 p.
- Hoek E., Bray J.W. 1981. Rock slope engineering. The Institution of Mining and Metallurgy, Landon 1981, 309 p.
- Rouiller J.D., Jaboyedoff M., Marro Ch. Philipossian F. Mamin M. – Pentes instables dans le Pennique valaisan. Matterock : une méthodologie d'auscultation des falaises et de détection des éboulements majeurs potentiels. Rapport final PNR 31, Editions df, Zurich, 1998, 240 p.

# Dimensionnement des renforcements géosynthétiques de plates-formes sur cavités

L. BRIANÇON

Cnam de Paris 2, rue Conté 75141 Paris Cedex 03 laurent.briancon@cnam.fr

## P. VILLARD

Lirigm BP 53 38041 Grenoble Cedex 9 pascal.villard@ujfgrenoble.fr



Mots-clés : effondrement localisé, géosynthétique, dimensionnement analytique, expérimentation en vraie grandeur.

## Design of geosynthetic reinforcements of platforms subjects to localized sinkholes

Abstract

Résumé

Construction of road and railway platforms in areas subjected to localized sinkholes requires the use of specific reinforcement, which can be a geosynthetic. The actual design method of these structures is based on the assumption of no sliding of the geosynthetic in the areas located on both sides of the cavity. A new analytical method is proposed taking into account the displacements and the deformation of the geosynthetic reinforcement in the anchorage areas and the change of orientation of the geosynthetic sheet at the edge of the cavity. On the basis of this method, designing charts are proposed. To validate this new analytical method, a full-scale experimentation was carried out; the use of optical fibres sensors integrated into the geosynthetic sheet made it possible to measure the strain of the geosynthetic reinforcement accurately. Comparison of the results obtained by this new analytical method with measurements of a full-scale experiment confirmed the relevance of the new proposed developments.

Key words: localized sinkhole, geosynthetic, analytical design, full-scale experiment.

#### NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1<sup>er</sup> avril 2007.

## Introduction

L'aménagement progressif du territoire conduit à l'exploitation de nouvelles zones, actuellement délaissées, car présentant des risques pour la sécurité des usagers. C'est notamment le cas des zones d'effondrements potentiels qui sont liées à la présence de cavités souterraines. L'origine de ces cavités est soit naturelle (cavités karstiques liées à la dissolution des roches par des circulations d'eau acide), soit liée à des activités humaines (anciennes carrières souterraines ou galeries minières). La reconnaissance de ces cavités n'est jamais exhaustive et les travaux de comblement sont souvent incomplets. Un risque d'effondrement localisé de surface très préjudiciable aux infrastructures concernées subsiste en général.

Depuis quelques années, une solution de renforcement par géosynthétique positionné à la base des plates-formes permet, dans certains cas, de limiter les conséquences d'un effondrement localisé. Cette solution de confortement, largement employée dans le monde, a fait l'objet de nombreuses recherches tant sur le plan expérimental que théorique. On peut citer en France les travaux de Gourc et al. (1999), Blivet et al. (2000), Gourc et Villard (2000) et Villard et al. (2000) réalisés dans le cadre du programme de recherche RAFAEL (Renforcement des Assises Ferroviaires et Autoroutières contre les Effondrements Localisés) qui ont permis notamment de proposer une méthode de dimensionnement simplifiée (Blivet et al., 2002 ; Villard et al., 2002). Des expérimentations complémentaires ont été menées par ailleurs (Briançon et al., 2004 ; Nancey et al., 2004 ; Briançon et al., 2005) pour prendre en considération des mécanismes plus complexes jusqu'alors négligés comme les déplacements et les déformations de la nappe géosynthétique dans les zones d'ancrage ou l'augmentation des contraintes verticales au droit de la cavité. Ces hypothèses, qui conduisent en général à des déplacements du géosynthétique et à des déplacements de surface plus importants, vont à l'encontre de la sécurité et doivent être considérées pour un dimensionnement plus juste.

Après un bref rappel des méthodes de dimensionnement existantes nous présenterons les principaux fondements de la nouvelle méthode de dimensionnement proposée. La méthode, validée sur une expérimentation en vraie grandeur, a permis l'établissement d'abaques de dimensionnement qui seront également présentés.

## Méthodes existantes

2

Les méthodes de dimensionnement existantes sont toutes basées sur des démarches similaires qui consistent à évaluer successivement :

- les charges agissant sur la nappe géosynthétique;
- les déplacements de la nappe géosynthétique;
- les déplacements de surface.

Rappelons que les critères de dimensionnement sont des critères géométriques de surface : on doit garantir, même après formation d'une cavité sous le remblai, une traficabilité acceptable jusqu'à ce qu'une intervention de comblement puisse être envisagée.

#### NOTATIONS

- C<sub>e</sub> D Coefficient de foisonnement du sol
- Diamètre des cavités (m)
- D. Diamètre de l'effondrement de surface (m)
- f Déplacement vertical au centre de la nappe géosynthétique (m)
- H Épaisseur de remblai au-dessus de la nappe géosynthétique (m)
- J Raideur sécante en traction du géosynthétique (kN/m)
- K, Coefficient de poussée des terres
- Largeur de la tranchée (m)
- $L_{B}$ Abscisse du point B (m)
- Surcharge de surface agissant sur le remblai (kPa) D
- Charge répartie agissant sur la nappe géosynthé-P
- tique au-dessus de la cavité (kPa) Charge répartie agissant sur la nappe géosynthéqa tique de part et d'autre de la cavité (kPa)
- q<sub>max</sub> Charge maximale agissant sur la nappe géosynthétique dans le cas d'un effondrement du cylindre de sol au-dessus de la cavité (kPa) Tassement de surface (m)
- Tension maximale du géosynthétique (kN/m)
- $\mathrm{T}_{\mathrm{M}}$ Tension dans la nappe géosynthétique au point M (kN/m)
- TA Tension horizontale dans le géosynthétique au point A (kN/m)
- Tension dans le géosynthétique au point B (kN/m) T<sub>B</sub> U<sub>M</sub>
- Déplacement relatif d'un point M de la nappe à l'interface sol/géosynthétique (m)
- Déplacement relatif à l'interface à partir duquel la mobilisation du frottement est maximale (m)
- Déplacement horizontal de la nappe géosynthé-U, tique au point A (m)
- α Fraction entre le déplacement au point A et U<sub>a</sub>
- Constante adimensionnelle ß
- δ Angle de frottement à l'interface sol/géosynthétique (°
- δ. Angle de frottement sol/géosynthétique au-dessus de la nappe (°)
- δ. Angle de frottement sol/géosynthétique au-dessous de la nappe (°)
- 3 Déformation du géosynthétique (%)
- Déformation maximale du géosynthétique (%)  $\epsilon_{\rm max}$
- φ Angle de frottement interne du sol de remblai (°)
- Poids volumique total du sol de remblai (kN/m<sup>3</sup>)
- Contrainte verticale agissant à l'interface sol/géo- $\sigma_n$ synthétique (kPa)
- Contrainte de cisaillement à l'interface sol/géoτ synthétique (kPa)
- Contrainte de cisaillement maximale à l'interface T<sub>0</sub> (kPa)

Nous ferons références ici aux travaux de Giroud et al. (1990, 1995), aux développements présentés dans le cadre de la norme anglaise BS8006 (1995) et aux travaux menés dans le cadre du programme de recherche RAFAEL (Giraud, 1997; Gourc et al., 1999).

## 2.1

## Évaluation de la charge q agissant sur le géosynthétique

Deux mécanismes concurrentiels et donnant lieu à des divergences assez importantes pour le dimensionnement sont utilisés actuellement pour estimer la charge q que doit reprendre par effet membrane la nappe géosynthétique.

Le premier mécanisme proposé dans la norme BS8006 (1995) est basé sur l'hypothèse d'un effondrement tronconique de la zone de sol effondré (Fig. 1). La charge agissant sur le géosynthétique est supposée égale au poids du sol de remblai de hauteur H et aux surcharges p appliquées en surface, soit (éq. 1):



On note f la flèche maximale du géosynthétique, s le tassement de surface, D le diamètre de la cavité, D<sub>s</sub> le diamètre de la zone de surface impliquée dans l'effondrement,  $\gamma$  et  $\phi$  respectivement le poids volumique et l'angle de frottement interne du sol de remblai.

Le second mécanisme proposé, appliqué pour les méthodes de Giroud *et al.* (1990-1995) et RAFAEL (Giraud, 1997; Gourc *et al.*, 1999; Villard *et al.*, 2002), suppose que les charges agissant sur le géosynthétique résultent de l'effondrement du cylindre de sol au-dessus de la cavité et des surcharges de surface p (Fig. 2). Cette hypothèse déterminante quant au dimensionnement est motivée et corroborée par les résultats des expérimentations en vraie grandeur réalisées dans le cadre du programme de recherches RAFAEL (Gourc et Villard, 2000; Villard *et al.*, 2000).



Dans ce cas, le principe de calcul utilisé pour déterminer la charge q découle de la méthode d'équilibre limite développée à l'origine par Terzaghi (1943), qui suppose que le sol immédiatement au-dessus de la cavité s'effondre suivant une colonne verticale entre les masses de sol adjacentes qui sont restées stables. La résistance au cisaillement mobilisé par frottement sur la périphérie de la colonne de sol effondré induit une réduction des contraintes sur la nappe géosynthétique. L'équilibre d'un tronçon cylindrique de sol effondré permet d'établir une relation entre la charge q agissant sur la nappe géosynthétique et les charges appliquées donnée par:

$$q = \frac{D\gamma}{4K \tan\phi} \left( 1 - e^{-(K \tan\phi 4H)/D} \right) + p e^{-(K \tan\phi 4H)/D}$$
(2)

où K est un coefficient supposé égal, dans le cas de la méthode RAFAEL, au coefficient de poussée des terres défini par:  $K_a = (1 - \sin\phi)/(1 + \sin\phi)$ . Giroud *et al.* (1990) proposent de prendre le coefficient des terres au repos par la formule de Jaky: K =  $1 - \sin\phi$ , et constatent que le coefficient Ktan $\phi$  peut être fixé (de manière conservative) à 0,25 pour  $\phi > 20^\circ$ .

Dans le cas des tranchées infiniment longues de largeur L l'équation 2 s'écrit :

$$q = \frac{L\gamma}{2Ktan\phi} (1 - e^{-(Ktan\phi 2H)/L}) + p e^{-(Ktan\phi 2H)/L}$$
(3)

2.2

## Évaluation du comportement en membrane de la nappe géosynthétique

Les formulations analytiques utilisées dans les méthodes de dimensionnement (Giraud, 1997; BS8006, 1995) pour décrire le comportement en membrane de la nappe géosynthétique sont basées sur les travaux de Giroud (1995). L'auteur suppose que la nappe géosynthétique est unidirectionnelle (une direction de renfort privilégiée) et que la charge q agissant sur la nappe est répartie uniformément. L'équilibre d'une portion de nappe permet d'établir une relation entre la tension maximale dans la nappe  $T_{max}$  ( $T_{max}$  définie par mètre de largeur), la charge q, la déformation maximale mobilisée dans la nappe  $\varepsilon_{max}$  la raideur du géosynthétique J et le diamètre de la cavité D (respectivement la largeur de la tranchée L). Connaissant D (respectivement L) et q, la relation entre  $\varepsilon_{max}$  et  $T_{max}$  est donnée par:

$$T_{max} = \frac{qD}{2} \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon_{max}}} = J\varepsilon_{max}$$
(4)

Une formule simplifiée permet, connaissant la déformation å de la nappe et le diamètre de la cavité D (respectivement la largeur de la tranchée L), d'estimer le déplacement vertical maximal f obtenu dans l'axe de la cavité à partir de l'équation :

$$\varepsilon_{\max} = \frac{8}{3} \left( \frac{f}{D} \right)^2$$
(5)

Cette formulation est très proche de la solution exacte pour des faibles valeurs de la déformation. Pour 10% de déformation, les écarts restent inférieurs à 1% alors que pour 25% de déformation des écarts significatifs de 5,6% sont obtenus.

#### 2.3

## Évaluation des tassements en surface

Compte tenu des deux mécanismes d'effondrement proposés, on distinguera les formulations proposées

dans le cadre de la norme anglaise BS8006 (1995) de celles développées dans le cadre de la méthode RAFAEL (Giraud, 1997).

Dans l'approche de la norme BS8006 (1995), le volume de l'effondrement de surface est supposé identique au volume de sol libéré lors de la déformation de la nappe géosynthétique. Conformément à l'hypothèse d'une zone d'effondrement tronconique, le diamètre de la zone d'effondrement de surface D<sub>s</sub> est plus important que le diamètre de la cavité; d'où des déplacements en surface inférieurs à ceux observés au niveau de la nappe géosynthétique. En supposant que le volume de l'effondrement de surface et le volume libéré par effet membrane par le géosynthétique sont des paraboloïdes de révolution, il est possible d'établir une relation entre le tassement de surface s, la flèche maximale du géosynthétique f, l'angle de frottement interne du sol o, et la hauteur du remblai H. Dans le cas des cavités circulaires, cette relation s'écrit:

$$s = f / \left(1 + \frac{2H}{D \tan \phi}\right)^2$$
(6)

Dans le cas des tranchées rectilignes, cette relation s'écrit :

$$s = f / \left(1 + \frac{2H}{Ltan\phi}\right)$$
(7)

Dans l'approche RAFAEL (Giraud, 1997), un coefficient de foisonnement ou d'expansion C, est introduit pour prendre en considération l'augmentation du volume du sol consécutif à son remaniement lors de l'effondrement. Ce paramètre, difficilement quantifiable, car non sujet à un essai normalisé, a une influence non négligeable sur le dimensionnement. La littérature fait état de valeurs de C, allant jusqu'à 1,15 pour des sols de remblai à forte granularité, mais des valeurs de 1,03 à 1,1 semblent plus appropriées pour des matériaux de remblai courants. Conformément à l'hypothèse d'une zone d'effondrement cylindrique et de la prise en compte d'un coefficient de foisonnement pour le sol effondré, les déplacements en surface sont inférieurs à ceux obtenus au niveau de la nappe géosynthétique. En effet, le volume libéré lors de la déformation de la nappe géosynthétique est partiellement comblé par l'augmentation de volume de sol lors de sa décompaction. En supposant que le volume de l'effondrement de surface et le volume libéré par effet membrane par le géosynthétique sont des paraboloïdes de révolution, il est possible d'établir une relation entre le tassement de surface s, la flèche maximale du géosynthétique f, le coefficient de foisonnement du sol Ce, et la hauteur du remblai H. Ces équations s'écrivent dans le cas des cavités circulaires :

$$s = f - 2H (C_e - 1)$$
  
es tranchées rectilignes :

 $s = f - 3H (C_e - 1)/2$ 

(9)

## Nouveaux développements proposés

#### 3.1

et dans celui d

## Principe de la méthode et domaine de validité

Les nouveaux développements ont été proposés pour prendre en considération le comportement de la nappe géosynthétique dans les zones d'ancrage. On observe dans ces zones, situées de part et d'autre de la cavité, des déformations de la nappe plus ou moins importantes qui font suite à la mobilisation du frottement dans les zones d'ancrages lors de l'effondrement du sol de remblai sur la nappe géosynthétique. Ces déformations participent à l'augmentation de la longueur de nappe au-dessus de la cavité, ce qui induit des accroissements des déplacements verticaux de la nappe et des tassements de surface. Comme précédemment, le dimensionnement de ce type de structure amènera à évaluer successivement :

la charge q agissant sur la nappe géosynthétique;

 les déplacements de la nappe géosynthétique en considérant son comportement en membrane et sa déformation dans les zones d'ancrages;

 les déplacements de surface en fonction des caractéristiques du sol de remblai.

Cette méthode s'applique aux tranchées rectilignes de largeur L et aux cavités circulaires de diamètre D renforcées par un géosynthétique unidirectionnel (une direction de renfort privilégiée).

Supposons que le comportement de la nappe géosynthétique est élastique linéaire où la tension T dans la nappe, la déformation å, et le module de rigidité de la nappe J défini pour une largeur de nappe unité sont liés par la relation  $T = J\epsilon$ .

Notons par q la charge repartie agissant au-dessus de la cavité et  $q_0$  les charges réparties agissant sur les côtés. UA est le déplacement horizontal du point A de la nappe géosynthétique (situé au bord de la cavité) qui résulte de la mise en tension de la nappe dans les zones d'ancrage (Fig. 3).

Les lois de frottement considérées aux interfaces sol/géosynthétique dans les zones d'ancrage sont des



lois de frottement de type Coulomb (Fig. 4). U<sub>o</sub> est le déplacement relatif à l'interface à partir duquel la mobilisation du frottement est maximale,  $\delta$  l'angle de frottement à l'interface (respectivement  $\delta_i$  et  $\delta_s$  à l'interface inférieure et supérieure) et  $\sigma_n$  la contrainte verticale agissant à l'interface. Lorsque le déplacement relatif U<sub>M</sub> entre le sol et un tronçon de nappe est inférieur à U<sub>o</sub>, le frottement d'interface n'est pas entièrement mobilisé. Dans ce cas, les contraintes de cisaillement partiellement mobilisées à l'interface s'écrivent :

 $\tau = [\sigma_n \tan \delta] U_N / U_n$ 



## Évaluation de la charge q agissant sur le géosynthétique

Le mécanisme retenu pour évaluer la charge q agissant sur le géosynthétique est le mécanisme d'effondrement du cylindre de sol au-dessus de la cavité qui aboutit aux équations 2 et 3. Il convient de noter que la charge q est supposée uniformément répartie, ce qui n'est pas toujours le cas dans la réalité.

Les formulations établies, traduisent le fait qu'une partie des efforts soit reportée sur les zones stables, ce qui peut s'apparenter à un mécanisme de voûte. Par exemple (éq. 2), pour p = 0 et H grand devant D, la charge maximale q<sub>max</sub> pouvant être transmise à la nappe géosynthétique s'écrit dans le cas d'une cavité circulaire :

$$q_{max} = \frac{D\gamma}{4K_{a} tan\phi}$$
(10)

A titre d'exemple, pour  $\phi = 35^{\circ}$ , soit K<sub>a</sub> = 0,27, on obtient q = 1,32 D $\gamma$ , ce qui correspond à la contrainte exercée par une masse de sol de hauteur 1,32 D et donc à la formation d'une voûte de hauteur maximale 1,32 D.

#### 3.3

## Évaluation du comportement de la nappe géosynthétique

Les déplacements et les déformations de la nappe géosynthétique résultent de son comportement en membrane et de sa déformation par traction dans les zones d'ancrages. Les équations qui régissent ce comportement résultent de l'équilibre des différents tronçons de la nappe (Fig. 5):

 tronçon OA, au-dessus de la cavité, caractérisé par un comportement en membrane de la nappe géosynthétique;

 point A caractéristique du changement d'orientation de la nappe géosynthétique et de l'augmentation des contraintes à l'origine de l'écrasement du coin de sol situé au bord de la cavité ;

- zone d'ancrage AC (C  $\rightarrow \infty$ ).

On distinguera la zone d'ancrage AB pour laquelle le frottement de part et d'autre de l'interface est totalement mobilisé (dans cette zone le déplacement relatif à l'interface entre le sol et la nappe est supérieur à U<sub>0</sub>) et la zone d'ancrage BC où le frottement mobilisé est partiel (dans ce cas le déplacement relatif à l'interface entre le sol et la nappe est inférieur à U<sub>0</sub>). Le point B est, par conséquent, caractérisé par un déplacement relatif à l'interface égal à U<sub>0</sub>. Suivant le niveau de sollicitation appliqué à la nappe géosynthétique, la zone AB peut être réduite à zéro (cas où U<sub>A</sub> < U<sub>0</sub>).

## Calcul sur le tronçon OA

Les formulations analytiques utilisées pour décrire le comportement en membrane sont obtenues en considérant l'équilibre d'un tronçon de nappe (Villard et Briançon, 2006). On établit une relation (éq. 11) caractéristique de son comportement en fonction des charges appliquées, des caractéristiques géométriques et mécaniques de la nappe et du déplacement horizontal U<sub>A</sub> résultant de la mise en tension de la nappe dans la zone d'ancrage à la suite de l'effondrement. Cette relation où U<sub>A</sub> et  $\beta$  (une constante égale à la tangente



de l'angle entre la nappe et l'horizontale au point A) sont les inconnues ne peut être résolue qu'en prenant en considération le comportement général de la nappe dans la zone d'ancrage. Cette équation s'écrit :

$$\frac{L}{4\beta} \left[ \beta \sqrt{1 + \beta^2} + \operatorname{ArgSh}\beta \right] - \frac{L}{2} = U_A + qL^2 \frac{3 + \beta^2}{12\beta J}$$
(11)

La tension  $T_M$  dans la nappe au point M d'abscisse x (x  $\in [0, L/2]$ ) s'obtient par la relation :

$$T_{\rm M} = \frac{qL}{2\beta} \sqrt{1 + \left(\frac{2\beta x}{L}\right)^2}$$
(12)

3.3.2

#### Calcul au point A

La prise en considération du changement d'orientation de la nappe géosynthétique au niveau du point A (Fig. 6) permet d'intégrer l'augmentation locale des contraintes en A ainsi que la diminution de tension dans la nappe qui en résulte ( $T_A < T_{max}$ ). La relation entre  $T_{max}$  et  $T_A$ , basée sur l'équilibre limite d'un corps frottant sur un arc circulaire est donnée par l'équation (13):

$$T_{max} = T_A e_A^{\tan \delta i}$$
(13)

 $\varphi_A$  correspond à l'angle en radians entre les deux segments de nappe ( $\varphi_A = A \tan \beta$ ) et  $\delta_i$  à l'angle de frottement à l'interface considérée. T<sub>max</sub> et  $\varphi_A$  se déduisent du comportement en membrane de la nappe (éq. 12) et s'expriment en fonction de qL et  $\beta$ . Si le déplacement relatif U<sub>A</sub> entre le sol et la nappe géosynthétique au point A est inférieur à U<sub>o</sub>, le frottement d'interface est partiellement mobilisé. La prise en considération des équations (12) et (13) permet d'écrire :

$$T_{A} = \left[qL\frac{\sqrt{1+\beta^{2}}}{2\beta}\right] / \left[e^{\alpha A \tan\beta \tan\delta_{i}}\right]$$
(14)

avec:  $\alpha = U_A/U_0$  si  $U_A \le U_0$  et  $\alpha = 1$  si  $U_A > U_0$ .





#### Tronçon AC

L'étude du comportement de la zone d'ancrage permet d'établir une relation entre le déplacement  $U_A$  du point A situé à l'extrémité de l'ancrage et la tension  $T_A$ appliquée. Deux cas sont envisagés :  $U_A \le U_0$  et  $U_A > U_0$ . 1)  $U_A \le U_0$ . Dans ce cas le frottement à l'interface n'est que partiellement mobilisé sur la totalité de l'ancrage. L'équilibre d'une portion de nappe permet d'obtenir la

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 117 4º trimestre 2006 relation recherchée entre  $T_A$  et  $U_A$  ainsi que les tensions en tout point M de la nappe (x  $\in [(L/2, \infty])$ :

 $U_A = (T_A/J_r)$ 

et

$$T_{M} = T_{A} \frac{[ch(rx) - sh(rx)]}{[ch(rL/2) - sh(rL/2)]}$$
(16)

(15)

avec:

$$r = \sqrt{q_0 (\tan \delta_i + \tan \delta_s) / (JU_0)}$$
(17)

2)  $U_A > U_0$ . Dans ce cas le frottement à l'interface est mobilisé au maximum en début de nappe (tronçon AB) et partiellement sur l'autre partie (tronçon BC). On rappelle que le point B est caractérisé par :  $x = L_B$  et  $U_B = U_0$ . L'équilibre d'une portion de nappe permet comme précédemment d'obtenir la relation recherchée entre  $T_A$  et  $U_A$  ainsi que les tensions en tout point M de la nappe :

$$U_{A} = U_{0} + (T_{A}^{2} - T_{B}^{2})/(2J\tau_{0})$$
(18)

et

$$T_{M} = T_{A} + \tau_{0} (L/2 - x) \text{ pour } (x \in [L/2, L_{B}])$$
 (1)

$$T_{M} = T_{B} \frac{[ch(rx) - sh(rx)]}{ch(rL_{B} - sh(rL_{B}))} \quad \text{pour } (x \in [L_{B}, \infty]) (20)$$

avec:

$$T_{B} = J_{r}U_{0}$$
 (21)

$$L_{\rm B} = (T_{\rm A} - T_{\rm B})/\tau_0 + L/2$$
(22)

$$\tau_0 = q_0 \left( \tan \delta_i + \tan \delta_s \right) \tag{23}$$

Il y a lieu de noter que des équations similaires peuvent être utilisées dans le cas des cavités de diamètre D en substituant au paramètre L le paramètre D.

#### 3.4

## Evaluation des tassements de surface

Les tassements en surface sont déterminés comme précédemment dans la méthode RAFAEL respectivement dans le cas des cavités circulaires et dans celui des tranchées rectilignes par les équations (8) et (9).

## Méthode de dimensionnement proposée

Les équations et les hypothèses principales nécessaires au dimensionnement sont récapitulées ci-dessous pour les cavités rectilignes de largeur L.

• Charge appliquée sur la nappe avec l'hypothèse d'un effondrement du sol au-dessus de la cavité :

$$q = \frac{L\gamma}{2K \tan\phi} \left( 1 - e^{-(K \tan\phi 2H)/L} \right) + p e^{-(K \tan\phi 2H)/L}$$
(24)

 Comportement en membrane et dans les zones d'ancrage de la nappe géosynthétique :

$$\begin{cases} \frac{L}{4\beta} \left(\beta\sqrt{1+\beta^2} + \operatorname{ArgSh}\beta\right) - \frac{L}{2} = U_A + qL^2 \frac{3+\beta^2}{12\beta J} \\ U_A = T_A/J_r \text{ si } U_A \leq U_0 \text{ ou } U_A = U_0 + \left(T_A^2 - T_B^2\right)/(2J\tau_0) \text{ si } U_A > U_0 \end{cases}$$

avec :

$$T_{A} = \left[qL\frac{\sqrt{1+\beta^{2}}}{2\beta}\right] / \left[e^{\alpha A \tan\beta \tan\delta_{i}}\right]$$
(26)

$$T_{B} = U_{0}Jr \qquad (27)$$

$$\tau_{0} = q_{0} \left( tan \delta_{j} + tan \delta_{s} \right) \tag{28}$$

$$r = \sqrt{q_0 (\tan \delta_i + \tan \delta_s) / (JU_0)}$$
(29)

$$\alpha = U_A / U_0 \text{ si } U_A \le U_0 \text{ et } \alpha = 1 \text{ si } U_A > U_0$$
(30)

Les deux paramètres  $\beta$  et U<sub>A</sub>, solutions du système d'équations (25), sont obtenus par un calcul itératif. Leur détermination permet grâce aux équations (12, 16, 19 et 20) de calculer les tensions en tout point de la nappe. On en déduit les déformations par la relation  $\varepsilon_{M} = T_{M}/J$  et la flèche verticale maximale au centre de la cavité par la relation  $f = (\beta L)/4$ .

• Estimation des tassements de surface en prenant en considération le foisonnement du sol lors de l'effondrement:

$$s = f - 3H (C_e - 1)/2$$
 (31)

Pour des cavités de diamètre D on utilisera les équations (2) et (8) à la place des équations (24) et (31) et on substituera dans les équations (25) à (30) au paramètre L le paramètre D.

## Abaques de dimensionnement

Des abaques de dimensionnement (Figs. 7 et 8) ont été établis pour deux diamètres de cavité (D = 2 m et D = 4 m), pour plusieurs hauteurs de remblai et différentes raideurs du renfort géosynthétique. Ces abaques permettent, une fois le critère de surface défini, de déterminer à la fois les caractéristiques du renfort géosynthétique (raideur et tension de rupture) et la hauteur de sol de remblai à mettre en place. Des abaques permettant d'estimer la flèche maximale du géosynthétique sont également donnés à titre indicatif. Sur ces derniers on remarque qu'il est très difficile d'obtenir des déplacements verticaux de la nappe géosynthétique inférieurs à 0,15 m pour des cavités de 2 m de diamètre, et des valeurs inférieures à 0,4 m pour des cavités de 4 m. Les paramètres de calcul sont :

– pour le remblai:  $\phi$  = 35°,  $\gamma$  = 20 kN/m³, p = 0 kN/m²,  $q_{_0}$  =  $\gamma H$  et  $C_{_{\rm e}}$  = 1,1;

– pour l'interface sol/géosynthétique :  $U_0 = 5 \text{ mm}, \delta_i = 25^{\circ} \text{ et } \delta_s = 25^{\circ}.$ 

Les exemples présentés sur les figures 7 et 8 permettent de mettre en évidence l'intérêt d'un paramétrage portant sur la raideur du géotextile et la hauteur du remblai. En effet, pour une cavité de 2 m de diamètre (Fig. 7), si le critère de surface est un déplacement nul (S/D = 0 %), deux solutions sont possibles (Tableau I).

TABLEAU I	Exemple de solutions pour une cavité de $2 \text{ m}$ avec un critère en surfaces $S/D = 0.\%$				
	Solutions for a cavity (2 meters width) with a surface criterions $S/D = 0$ %.				

H (m)	J (kN/m)	T <sub>max</sub> (kN/m)	f (m)
1	3 400	45	0,2
1,5	1 200	45	0,3

Ce double paramétrage permet une optimisation du renforcement tant sur la hauteur du remblai à mettre en place que sur le type de renfort devant être utilisé. Il permet également d'éliminer très rapidement les solutions peu réalistes (Tableau II). En effet pour une cavité de 4 m de diamètre (Fig. 8), si le critère de surface est un rapport s/D de 1 %, une solution de confortement pour H = 1 m conduirait, pour le critère de dimensionnement retenu, à des raideurs de renforcement excessives.

TABLEAU II	Exemple de sol avec un critère Solutions for a surface criterio	utions en sur cavity ons S/I	pour une cat faces $S/D = 1$ (4 meters w D = 1 %.	vité de 4 m %. vidth) with a
H (m)	L(l/N/m)	T.	(LNI/m)	f(m)

H (m)	J (kN/m)	T <sub>max</sub> (kiN/m)	f (m)
3	4 200	174	0,62
2	>>		

La prise en considération des déformations par mise en tension du géosynthétique dans les zones d'ancrage entraîne une élongation de la portion de nappe située au-dessus de la cavité et de ce fait une augmentation du déplacement vertical (f) de la nappe géosynthétique. Pour l'exemple précédent, D = 2 m, H = 1 m et J = 3 400 kN/m, on obtient  $T_{max} = 45 \text{ kN/m}$ ,  $f = 0,2 \text{ m et } U_{A} = 0,0134 \text{ m}$ , soit une élongation supplémentaire de la nappe de 0,0268 cm pour une portion de nappe initiale de longueur L = 2 m ce qui correspond à un accroissement de déformation de 1,34 %. La même application, en supposant cette fois-ci un ancrage fixe au bord de la cavité, aurait pour solution : f = 0,157 m,  $T_{\rm max}$  = 55,6 kN/m et  $U_{\rm A}$  = 0 m. On remarquera que la forte diminution de flèche s'accompagne d'une augmentation de tension dans le géosynthétique. Par conséquent, la non-prise en considération des déformations du géosynthétique dans les zones d'ancrage peuvent conduire à sous-estimer les déplacements de la nappe géosynthétique et les tassements de surface.

> REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 117 4º trimestre 2000



## 6

Validation des développements proposés par rapport à des résultats d'une expérimentation en vraie grandeur

## Présentation de l'expérimentation

Une expérimentation en vraie grandeur (Briançon *et al.*, 2004; Nancey *et al.*, 2004; Briançon *et al.*, 2005) a été réalisée dans le cadre de la validation d'un nouveau dispositif de mesures par fibres optiques intégrées à la nappe géosynthétique. Cette expérimentation a consisté, entre autres, à réaliser un effondrement localisé sous une plate-forme de ballast

de 50 cm d'épaisseur renforcée à sa base par une nappe géosynthétique. L'effondrement a été simulé par le dégonflage puis le retrait de deux ballons mis en place initialement dans une tranchée rectangulaire de 2 m de long sur 1 m de large sous la nappe géosynthétique (Fig. 9a). Après élargissement de la tranchée sur toute la largeur de la nappe géosynthétique (Fig. 9b), plusieurs phases de chargement ont été entreprises par l'ajout progressif de surcharges. Les déformations du géosynthétique ont été mesurées dans les zones d'ancrage et dans la zone centrale située au-dessus de la cavité par des capteurs optiques. Ce dispositif permet d'obtenir avec une très grande précision les déformations locales grâce à un réseau de capteurs disposés tous les mètres sur une fibre optique intégrée à la nappe géosynthétique (Briançon et al., 2004). A la suite du retrait des ballons, des mesures manuelles des déplacements verticaux de la nappe géosynthétique ont été effectuées.

Au cours de l'expérimentation, différents mécanismes ont été observés :



 la nappe géosynthétique située au-dessus de la cavité se déforme en membrane;

 - l'effondrement de la plate-forme granulaire est vertical au droit de la cavité;

– dans les zones d'ancrage, la nappe géosynthétique est sollicitée en traction et se déforme sur environ 3 m de part et d'autre de la cavité (Fig. 10).

#### 6.2

## Confrontation des différentes méthodes analytiques

Afin de valider les nouveaux développements proposés, nous avons confronté la nouvelle méthode de dimensionnement notée « Villard et Briançon » sur les figures 11 et 12 aux résultats de l'expérimentation en vraie grandeur et aux résultats analytiques des différentes méthodes actuellement utilisées (BS8006 et RAFAEL). Les comparaisons portent principalement sur les déformations de la nappe géosynthétique dans la zone d'ancrage (Fig. 11) et sur sa déformée en membrane (Fig. 12) au-dessus de la cavité. Pour des raisons de symétrie, les comparaisons seront effectuées sur une demi-largeur de cavité et sur la zone d'ancrage associée. L'abscisse 0 correspondant au centre de la cavité. Les paramètres de calculs sont : L = 2 m, H = 0,5 m,  $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ , C = 1,1, J = 1 100 kN/m, p = 0 kPa dans le cas de l'affaissement du remblai sous poids propre et p = 12,4 kPa lors de la mise en place de la surcharge,  $\phi = 35^\circ$ ,  $\delta_i = 20^\circ$ ,  $\delta_s = 25^\circ$  et U<sub>0</sub> = 5 mm.

Les méthodes BS8006 et RAFAEL diffèrent, pour l'évaluation des déplacements de la nappe géosynthétique, par la prise en considération ou non du frottement latéral sur la zone d'effondrement. L'épaisseur de ballast étant faible, les charges supposées agir sur la nappe géosynthétique sont voisines d'où des comportements en membrane très similaires. Ces deux méthodes ne prenant pas en compte les mécanismes de mise en traction de la nappe géosynthétique dans les zones d'ancrages, surestiment les déformations de la nappe géosynthétique au-dessus de la cavité,





et conduisent à des déformations nulles dans les zones d'ancrage. L'expérimentation montre en revanche une mise en tension et une déformation significative de la nappe géosynthétique dans les zones d'ancrage et ce, sur une longueur d'ancrage d'environ 3 m. On remarquera que la nouvelle méthode analytique proposée permet d'évaluer très correctement les déformations aussi bien dans les zones d'ancrage qu'au dessus de la cavité et ce, après affaissement du remblai (Fig. 11) ou après chargement (Fig. 12).

Sur la figure 13, on constate que la non-prise en considération des mécanismes de mise en tension de la nappe dans les zones d'ancrage par les méthodes existantes entraîne une sous-estimation des déplacements verticaux de la nappe après effondrement (qui se répercutent bien évidemment en surface). On constate, là encore, que les nouveaux développements proposés permettent une meilleure approche du comportement réel de la nappe géosynthétique. Les différences observées, entre courbes analytique et expérimentale, s'expliquent par la prise en considération dans le modèle analytique d'une répartition uniforme des contraintes verticales agissant sur la nappe géosynthétique qui n'est pas forcément respectée dans le cas présent. Les résultats expérimentaux obtenus tentent à montrer que par un mécanisme probable de transfert de charge dans la couche de ballast, les contraintes appliquées à la nappe sont plus fortes au bord de la cavité, d'où une déformée non parabolique de la nappe.



Une méthode de dimensionnement prenant en considération la mise en tension de la nappe géosynthétique dans les zones d'ancrage a été proposée. Cette méthode conduit, comparativement aux





REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE Nº 117 4º frimestre 2006



méthodes existantes, à des déplacements de la nappe géosynthétique et par voie de conséquence à des tassements de surface plus importants. Les tensions dans la nappe sont en revanche plus faibles en raison de l'apparition d'une zone de déformation de la nappe plus étendue. Cette méthode analytique a pu être validée grâce à une expérimentation en vraie grandeur mettant en œuvre un dispositif de mesures original par fibres optiques qui permet avec une grande précision d'obtenir les déformations locales en différents points de la nappe géosynthétique. Des abaques de dimensionnement ont été proposés pour deux diamètres de cavités et plusieurs hauteurs de remblai. Ce double paramétrage permet d'optimiser une solution de renforcement en déterminant conjointement la hauteur du remblai à mettre en place et le type de renfort devant être utilisé. L'influence sur le dimensionnement de la mise en tension de la nappe dans les zones d'ancrage est d'autant plus grande que les caractéristiques de frottement à l'interface sont faibles. Les valeurs retenues pour les abaques sont des valeurs usuelles d'angle de frottement de 25°. La superposition, pour certaines applications de plusieurs géosynthétiques, par exemple l'utilisation d'un géofilm de protection dans le cas des remblais traités à la chaux (Blivet et al., 2006) peut se traduire par des coefficients de frottement à l'interface beaucoup plus faible et donc à des déplacements du géosynthétique et à des tassements de surface beaucoup plus grands.

## Bibliographie

- Blivet J.C., Khay M., Villard P., Gourc J.P. Experiment and design of geosynthetic reinforcement to prevent localised sinkholes. *Proc. of GeoEng2000*, Melbourne, Australia, 19-24 November 2000, CD-ROM Conference Proceeding, 6 p.
- Blivet J.C., Gourc J.P., Villard P., Giraud H., Khay M., Morbois A. – Design method for geosynthetic as reinforcement for embankment subjected to localized subsidence. Proc. of 7<sup>th</sup> International Conference on Geosynthetics, Nice, France, 22-27 September 2002, 1, p. 341-344.
- Blivet J.C., Garcin P., Hirshauer A., Nancey A., Villard P. – Renforcement par géosynthétiques sur cavités potentielles : exemple de la déviation Sud-Ouest de Meaux (77). Actes des 6<sup>es</sup> Rencontres Géosynthétiques, Montpellier, France, 13-14 juin 2006.
- Briançon L., Nancey A., Caquel F., Villard P. – New technology for strain measurements in soil and the survey of reinforced earth constructions. *Proc. of EURO-GEO 3*, Munich, Germany, 1-3 March 2004, 2, p. 471-476.
- Briançon L., Nancey A., Villard P. Development of Geodetect : a new warning system for the survey of reinforced

earth constructions. Studia Geotechnica et Mechanica, XXVII (1-2) 2005, p. 23-32.

- British Standard BS 8006 Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills, British Standard Institution, London, 1995, 162 p.
- Giraud H. Renforcements des zones d'effondrement localisé. Modélisations physique et numérique. Thèse Université de Grenoble, France, 1997.
- Giroud J.P., Bonaparte R., Beech J.F., Gross B.A. – Design of soil layer-geosynthetic systems overlying voids. *Geotextiles and Geomembranes*, 9 (1), 1990, p. 11-50.
- Giroud J.P. Determination of geosynthetic strain due to deflexion. *Geosynthetic International*, 2 (3), 1995, p. 635-641.
- Gourc J.P., Villard P., Giraud H., Blivet J.C., Khay M., Imbert B., Morbois A., Delmas P. – Sinkholes beneath a reinforced earth fill. A large scale motorway and railway experiment. *Proc. of Geosynthetics'99*, Boston, Massachusetts, USA, 28-30 April 1999, 2, p. 833-846.
- Gourc J.P., Villard P. Reinforcement by Membrane Effect : Application to Embankments on Soil Liable to Subsi-

dence. Proc. of the 2<sup>nd</sup> Asian Geosynthetics Conference, Kuala Lumpur, Malaysia, 29-31 May 2000, 1, p. 55-72.

- Nancey A., Briançon L., Villard P. The first intelligent geosynthetic for measurements of strain soil and the survey of reinforced earth construction. *Proc. of Railway Engineering*, London, UK, 6-7 July 2004, 9 p.
- Terzaghi K. Theoretical soil mechanics. John Wiley & Sons, New York, 1943.
- Villard P., Briançon L. Design of geosynthetic reinforcements of platforms subjected to localized sinkholes. Géotechnique (à paraître).
- Villard P., Gourc J.P., Giraud H. A geosynthetic reinforcement solution to prevent the formation of localized sinkholes. *Canadian Geotechnical Journal*, 37 (5), 2000, p. 987-999.
- Villard P., Gourc J.P., Blivet J.C. (2002). Prévention des risques d'effondrement de surface liés à la présence de cavités souterraines : une solution de renforcement par géosynthétique des remblais routiers et ferroviaires. Revue française de géotechnique, 99, 2002, p. 23-34.

Au sujet de l'article

« Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et ouvrages sensibles au tassement »

> (RFG n° 111, 2<sup>e</sup> trimestre 2005) A. DHOUIB, Vinci Construction France, Nanterre

## 1. Étreinte latérale du sol

## 1.1. Commentaire

L'intitulé du texte « Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et ouvrages sensibles » laisse penser que ces recommandations concernent essentiellement les fondations superficielles de type semelles qui sont plus sensibles aux tassements que les radiers, les dallages et les ouvrages en terre. Ce texte appelle quelques commentaires.

Le texte est en contradiction avec les étreintes latérales limitant l'emploi des colonnes ballastées, soit :  $c_u > 20$  kPa et  $q_c > 300$  kPa. En effet :

-le texte du COPREC de 2001 « Recommandations pour le contrôle de la conception et de l'exécution des colonnes ballastées » fixe une cohésion minimale c<sub>u</sub> de 40 kPa pour l'ensemble des ouvrages sans distinction ;

– Dhouib et Blondeau (2005) ont montré que, pour une semelle carrée travaillant à une contrainte aux états limites de services ( $q_{ELS}$ ) de 150 kPa, le sol doit présenter une cohésion non drainée  $c_u$  d'au moins 40 kPa. Ce qui revient à avoir une pression limite pressiométrique nette  $p_1^*$  de 220 kPa ou une résistance en pointe mesurée au cône  $q_c$  de 600 kPa. Par contre, ils ont noté qu'une cohésion non drainée de 20 kPa est compatible avec une contrainte sur dallage ou radier de 50 kPa ; - Dhouib et Blondeau (2005) ont limité la descente de charge verticale centrée à 1 500 kN pour les massifs de semelles isolées fondés sur colonnes ballastées. Cette limitation est motivée par les problèmes de déformations et non de portance. Cette dernière peut être tout simplement traitée par l'élargissement des semelles alors que les déformations dépendent uniquement des caractéristiques des sols comme le montre l'exemple que nous présentons ci-après.

## 1.2. Exemple à méditer

Sur un chantier de colonnes ballastées sous semelles de plusieurs bâtiments, les sols de fondations, composés essentiellement d'argiles molles, limons et sables avec quelques passées tourbeuses, ont été caractérisés par des forages et essais sur site comprenant des essais pressiométriques (Norme NF P94-110-1) et des essais de pénétration statique (norme NF P94-113). Les profils pressiométriques et de pénétration statique sont données dans les figures 1 et 2, respectivement (Dhouib *et al.*, 2006a). Il convient de noter :

les pressions limites pressiométriques (p<sub>i</sub>\*) présentent une moyenne de 130 kPa, ce qui revient à avoir une cohésion non drainée (c<sub>a</sub>) de l'ordre de 24 kPa. Le module pressiométrique moyen (moyenne harmonique) est de 900 kPa;



# Discussion



– les résistances en pointe mesurées au cône ( $q_c$ ) sont très faibles et varient entre 200 et 400 kPa dans les horizons d'argiles limoneuses avec des passages tourbeux épais de 1,0 à 5,0 m, où les valeurs de  $q_c$  chutent en dessous de 200 kPa;

– les rapports des résistances en pointe (q<sub>c</sub>) aux modules pressiométriques ( $E_{\rm M}$ ) conduisent, dans les argiles limoneuses avec passages tourbeux, à des valeurs allant de 0,8 à 7,6, avec une moyenne de 2,2.

Après traitement, les bâtiments ont subi des tassements très importants et n'ont pas pu être livrés. Ces tassements résultent principalement des facteurs suivants :  le confinement est très faible autour du ballast, les déformations latérales dues à l'expansion latérale du ballast s'accompagnent automatiquement de tassements verticaux, donc de tassements importants comme l'ont montré les mesures réalisées pendant un an;

 - l'absence d'un substratum franc sur lequel peuvent s'appuyer les colonnes est un facteur déclenchant de déformations en profondeur, donc de tassements déviatoriques;

– la présence de la tourbe sur des épaisseurs allant de 1,0 à 5,0 m constitue un autre facteur aggravant pour deux raisons : la tourbe présente ici, d'une part, une étreinte latérale faible ( $q_e$  de moins de 200 kPa) qui ne peut pas confiner le ballast sous des charges « ponctuelles » aussi élevées (jusqu'à 2 600 kN) et constitue, d'autre part, un matériau non pérenne car à comportement évolutif à l'instar des matériaux de décharge.

## 2. Calcul des tassements

## 2.1. Commentaire

La méthode de calcul des tassements proposée dans le cadre de ces recommandations est basée sur la règle T0 de Ménard. Nous avons essayé de comparer les tassements estimés par cette méthode à ceux mesurés sur chantier et/ou calculés par la méthode de Priebe (1995) et les éléments finis sur trois exemples de semelles sur colonnes ballastées.

## 2.2. Exemples

### Exemple 1

La figure 3 illustre l'évolution des tassements mesurés sur chantier de semelles isolées fondées sur colonnes ballastées incorporées dans les sols dont les caractéristiques sont présentées sur les figures 1 et 2. Il ressort de ces graphiques que (Dhouib et al., 2006a) :

 les tassements calculés par la méthode proposée dans le cadre de ces recommandations sont largement sous-estimés par rapport aux mesures et aux calculs conduits par la méthode de Priebe (1995) qui offre une bonne concordance avec les tassements mesurés sur chantier (Fig. 3);

- l'évaluation des facteurs de réduction des tassements montre que la méthode proposée surestime ce facteur comme le montre la figure 4. En effet, pour cet exemple précis, les valeurs de ce facteur obtenues par cette méthode varient de 8 à 21 alors qu'elles sont de 2 à 3 d'après la méthode de Priebe (1995) et de 2 à 5 d'après les mesures. Ce qui est plus raisonnable en l'état des connaissances actuel dans ce domaine.





#### Exemple 2

Sur la figure 5 sont présentés les tassements mesurés sur chantier et calculés par un modèle de calage en éléments finis à l'aide de CESAR-LCPC 3D (Dhouib *et al.*, 2006b). Cet exemple montre clairement que la méthode de calcul des tassements proposée dans le cadre de ces recommandations sous-estime largement les tassements.





#### Exemple 3

L'exemple 3 traite le cas d'une semelle carrée de 3 x 3 m<sup>2</sup> reposant sur 5 colonnes ballastées incorporée dans de l'argile et soumise à des incréments de charge verticale allant de 0 à 100 kPa (Kirsch *et al.*, 2004).

Les caractéristiques des argiles sont les suivantes :

$$\begin{split} \gamma_s &= 18 \text{ kN/m}^3;\\ c_s' &= 14 \text{ kPa};\\ \phi_s' &= 18 \text{ degrés};\\ E_s &= 1.200 \text{ kPa}.\\ \text{Celles des colonnes ballastées sont}:\\ \gamma &= 20 \text{ kN/m}^3;\\ c_c' &= 0 \text{ kPa};\\ \phi_c' &= 38 \text{ degrés};\\ E_c &= 60 000 \text{ kPa};\\ L_c &= 8 \text{ m};\\ D_c &= 0.8 \text{ m}.\\ \text{La figure 6 récapitule l'évolution} \end{split}$$

La figure 6 récapitule l'évolution des tassements mesurés et calculés par la méthode de Priebe (1995, logiciel GRETA) et par la méthode proposée par les recommandations de la *Revue française de géotechnique* n° 111. Ce troisième exemple montre encore que la méthode proposée dans les recommandations sous-estime clairement les tassements. La méthode de Priebe (1995) a l'air de surestimer les tassements dans la gamme des contraintes de 20 à 80 kPa dans le présent exemple.



## 3. Conclusion générale

Le traitement des sols par colonnes ballastées sous semelles nécessite une grande attention de la part de tous les acteurs de la construction. Contrairement aux ouvrages de grandes dimensions (radiers, dallages, remblais), les semelles apportent des charges centrées dont résultent des déformations localisées sous structures. Les semelles de bâtiments sont très sensibles aux tassements qui doivent rester dans une fourchette de 1 à 2 cm.

En termes d'étreinte latérale, le sol doit présenter une contrainte de confinement suffisante pour réduire au minimum l'expansion latérale du ballast, et par conséquent, les déformations du sol autour de la colonne et les tassements qui en découlent.

Les valeurs minimales requises pour pouvoir améliorer le sol par colonnes ballastées sous semelles doivent être les suivantes :

– une cohésion non drainée  $c_u > 40$  kPa ;

–une résistance en pointe mesurée au cône  ${\rm q_c}\,{>}\,600~{\rm kPa}$  ;

– une pression limite pressiométrique nette p<sub>i</sub> > 200 kPa.

La descente de charge sur semelle doit être limitée à 1 500 kN. Au-delà, toute amélioration des sols par colonnes ballastées est à éviter en raison de déformations excessives.

La méthode d'homogénéisation pour les ouvrages de grandes dimensions (radiers, dallages et remblais) peut être maintenue dans ces recommandations. Dhouib et Blondeau (2005) ont montré que cette méthode conduit à des résultats proches de la méthode de Priebe (1995) et des mesures. Par contre, la méthode proposée dans les recommandations pour l'évaluation des tassements sous semelles est à écarter. Elle sous-estime les tassements et n'a fait, a priori, l'objet d'aucune validation.

A ce jour, la méthode de Priebe (1995) est la seule méthode qui fournit, d'après notre expérience (Dhouib et Blondeau, 2005), des résultats proches des mesures, sans toutefois oublier que cette méthode est, elle aussi, semi-empirique et reste d'un emploi délicat en ce qui concerne le calcul des tassements sous semelles (Priebe, 2004).

En conclusion, ce texte est utile pour la profession. Malheureusement, tel qu'il est actuellement présenté, il pourrait nuire à une utilisation raisonnable des colonnes ballastées sous semelles. Il est indispensable de le reprendre immédiatement en associant les géotechniciens (USG) et quelques experts.

## Bibliographie

- Dhouib A., Blondeau F. (2005) Colonnes ballastées : techniques de mise en œuvre, domaines d'application, comportement, justification, contrôle. Presses des Ponts et Chaussées, p. 272.
- Dhouib A., Dupraz M. (2006a) « Étude comparative de tassements excessifs sous semelles sur colonnes ballastés ». Symposium international ELU/ULS, Paris – Marne-la-Vallée, 23-25 août 2006, p. 461-470.
- Dhouib A., Soyez L., Soyez B. (2006b) « Comportement à la rupture de colonnes ballastées sous semelles : étude de quelques cas ». Symposium international ELU/ULS, Paris – Marnela-vallée, 23-25 août 2006, p. 471-480.
- Kirsch F., Stahlmann J., Wehr W. (2004) «Berechnung von Baugrundverbessrungen nach dem Rüttelstopfverfahren». Vorträge der Baugrundtagung – 2004 in Leipzig., Hrsg. DGGT.VGE, p. 149-156.
- Priebe H.J. (2004) « Le dimensionnement des colonnes ballastées ». Symposium international Amélioration des sols en place (ASEP-GI 2004), Paris 2004, LCPC, Presses des Ponts et Chaussées, p. 489-503.

## **INSTRUCTIONS AUX AUTEURS**

Les articles adressés en soumission seront envoyés en deux exemplaires, accompagnés de la version électronique à l'un des rédacteurs en chef de la revue :

Isam SHAHROUR Polytech' Lille Cité scientifique Bd Paul-Langevin 59655 Villeneuve-d'Ascq CEDEX Françoise HOMAND École de Géologie (ENSG) BP 40 54500 Vandœuvre-lès-Nancy Denis FABRE Chaire de géotechnique 2, rue Conté 75141 Paris CEDEX 03

Les textes seront composés sous Word, présentés en double interligne, sur feuilles de format A4 paginées. Les *articles* (y compris la bibliographie) ne devront pas dépasser une trentaine de pages ; les *notes techniques*, une dizaine de pages.

La première page comprendra le titre en français et en *anglais*, les noms, prénoms, organismes, adresses, téléphone, fax et, le cas échéant, l'adresse électronique des auteurs.

Les résumés des contributions, ainsi qu'une liste de mots-clés (moins de 10) devront être également fournis en français et en *anglais*, les résumés n'excédant pas *200 mots*.

Les graphiques devront être de bonne qualité, avec des caractères et des chiffres d'assez grande taille pour en permettre une lecture aisée après une éventuelle réduction. Les traits devront être d'une épaisseur suffisante. Les titres des figures devront être fournis en français et en anglais.

Les tableaux pourront être intégrés dans le texte, leur titre fourni en français et en anglais.

Les photographies devront avoir été scannées à 300 dpi (format jpg ou tif) et fournies dans des fichiers à part (néanmoins, une sortie papier doit servir de document témoin).

Les équations seront numérotées entre parenthèses après l'équation.

On utilisera les unités SI.

Les références bibliographiques citées dans le texte seront du type (Kerisel J., Absi E., 2003), pour un ou deux auteurs ; (Wastiaux *et al.*, 1988) pour plusieurs auteurs.

La bibliographie, en fin d'article, sera présentée par ordre alphabétique des premiers auteurs :

- pour les ouvrages : titre en italique, le reste en romain ;

 pour les revues et actes de conférences publiés : titre de la revue ou de la conférence en italique, le reste en romain ;

- pour les rapports internes et les thèses : texte tout en romain.

Par exemple :

Kerisel J., Absi E. – Table de poussée et de butée des terres. Presses des Ponts et Chaussées, 2003, 4º éd.

Wastiaux M. et al. – « Les pieux maritimes du pont Vasco da Gama ». Revue française de géotechnique, n° 87, 1999, p. 27-33.

Après acceptation par le comité de lecture, en cas d'auteurs multiples, préciser lequel sera le relecteur des épreuves envoyées par la fabrication.

Un délai de 15 jours sera demandé pour le retour des épreuves, afin de ne pas retarder la sortie de la revue et, ainsi, de ne pas pénaliser les autres contributeurs.

