

# Sommaire

REVUE  
FRANÇAISE  
DE  
GÉOTECHNIQUE  
N° 112  
3<sup>e</sup> trimestre 2005

Stabilité des massifs rocheux fissurés A. ASROUN, J.-L. DURVILLE	5
Autour du hasard et dans le sol D. BOISSIER, C. BACCONET, J. ALHAJJAR	11
Développement de l'Eurocode 7 « calcul géotechnique » R. FRANK	21
Extension du port de la Condamine à Monaco. Confortement des sols en place et des remblais sous-marins H. FARHAT, J. ROBERT, P. BERTHELOT	29
Comportement mécanique d'un sol grossier à matrice sous cisaillement monotone L.S. PEDRO, J.-C. DUPLA, J. CANOU, L. DORMIEUX, Y. KAZAN	35
Analyse inverse et modélisation d'essais pressiométriques réalisés sur un sol de Beyrouth A. FAWAZ, H. EL GHOICHE, Y. KAZAN, Y. MALECOT, M. BOULON, E. FLAVIGNY	43
Estimation de la migration d'une pollution accidentelle dans un projet routier à l'aide des réseaux de neurones artificiels E. EL TABACH, L. LANCELOT, I. SHAHROUR, H. MAILLOT, Y. NAJJAR	49
Le rôle de l'expérience dans la pratique de la géotechnique J.-P. MAGNAN	59

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 Bd Paul-Langevin Cité scientifique 59655 Villeneuve-d'Ascq CEDEX	Françoise HOMAND École de géologie (ENSG) BP 40 54500 Vandœuvre-lès-Nancy	Denis FABRE CNAM 292, rue Saint-Martin 75141 Paris CEDEX 03
---	--	--

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 ALVINET (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 (EWSG, Nancy), Pierre VEZOLE (Eiffage), Gérard VOUILLE (École des mines de Paris)

Revue trimestrielle

Abonnement 2005 (numéros 110 à 113) franco : 123 €

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 : 85820. Dépôt légal : décembre 2005

**Presses** de l'école nationale des  
**Ponts et chaussées**

(©) 2005  
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.*

# Géo-Beyrouth 2004

Ce numéro présente une sélection des communications retenues par le Comité scientifique de la Conférence internationale de géotechnique (Géo-Beyrouth 2004) qui a été organisée à Beyrouth entre le 19 et le 22 mai 2004 par l'Université libanaise et l'Ordre des ingénieurs de Beyrouth en collaboration avec le Comité français de mécanique des sols, le Comité français de mécanique des roches et le Comité français de géologie de l'ingénieur.

Cette conférence a rassemblé des chercheurs, ingénieurs, entrepreneurs et maîtres d'ouvrages en provenance de 22 pays, notamment d'Europe, du Maghreb et du Moyen-Orient. Elle fut une bonne occasion pour faire le point sur les avancées en géotechnique, en mettant l'accent sur les cas réels et les problèmes posés au Moyen-Orient.

Les actes de cette conférence (ISBN 9953-0-0252-5, Presses de l'ENPC, Paris) comportent 140 communications couvrant les thèmes suivants : la reconnaissance et la caractérisation des sols, la stabilité des talus, les grandes fouilles, les tunnels, les fondations, les barrages, l'amélioration des sols, le génie parasismique et l'environnement.

## Comité scientifique

I. Shahrour (Université Lille I, France), Président  
L. Lancelot (Université Lille I, France), Secrétaire  
S.H. Chen (Wuhan University, Chine)  
Y. Diab (Université de Marne-la-Vallée, France)  
J.-C. Dupla (École nationale des ponts et chaussées, France)  
M. El Issa (Université de Damas, Syrie)  
R.M. Faure (CETU, Lyon, France)  
J.-L. Favre (École centrale de Paris, France)  
E. Flavigny (Laboratoire 3S, Grenoble, France)  
J.-L. Fleureau (École centrale de Paris, France)  
M. Gambin (SIMSG, France)  
J.-L. Giafferi (CFGF, France)  
M. Hamze (Université d'Alep, Syrie)  
N. Hoteit (Andra, France)  
P. Huergo (UL Bruxelles, Belgique)  
S. Jalala (Environmental Authority, Gaza, Palestine)  
R. Kastner (Insa Lyon, France)  
Y. Kazan (Université libanaise, Liban)  
J. Launay (Comité français de mécanique des sols, France)  
G. Lefebvre (Université de Sherbrooke, Québec)  
J.-P. Magnan (LCPC, France)  
Y. Najjar (Kansas State University, États-Unis)  
J.-P. Pigué (CFMR, France)  
M. Rouainia (University of Newcastle, Grande-Bretagne)  
S. Sadek (American University of Beirut, Liban)  
M. Soutoudeh (PWIT, Téhéran, Iran)

## Comité d'organisation

M. Zoeter (UL, Liban) Président  
M. Gambin (SISMGE, France)  
Y. Kazan (UL, Liban)  
M.E. Rahhal (ESIB-USJ, Liban)  
I. Ghalayini (Dar Al-Handasah, Liban)  
M. Mroueh (UL, Liban)  
A. Haïdar (BAU, Liban)  
A. Fawaz (IUT-UL, Liban)



# Stabilité des massifs rocheux fissurés

**A. ASROUN**

Laboratoire de matériaux  
et hydrologie  
Département de génie civil  
Université  
de Sidi Bel-Abbès  
BP 89  
22000 Sidi Bel-Abbès,  
Algérie  
a\_asroun@yahoo.fr

**J.-L. DURVILLE**

Laboratoire central des  
ponts et chaussées  
58, bd Lefebvre  
75732 Paris Cedex 15

## Résumé

Dans cet article nous étudions les discontinuités dans les massifs rocheux fissurés : leurs origines, leurs caractéristiques géométriques et mécaniques, leur comportement mécanique, ainsi que différentes méthodes de renforcement des massifs rocheux fissurés notamment par ancrages passifs. Les résultats d'une étude expérimentale, réalisée au Laboratoire central des ponts et chaussées de Paris sur une discontinuité artificielle armée par une barre d'acier scellée sur toute sa longueur (ancrage passif), en faisant varier différents paramètres (résistance à la compression de la roche, inclinaison de la barre), sont présentés.

*Mots-clés* : discontinuités, massif rocheux, ancrage passif, renforcement.

# Stability of discontinuous rock masses

## Abstract

In this article, we have studied the discontinuities in the cracked rock masses : their origin, their geometrical characteristics, and the different methods of reinforcement of cracked rock masses especially with passive anchorage. The results of an experimental study realised at the Laboratoire central des Ponts et chaussées de Paris on an artificial discontinuity are presented.

*Key words* : discontinuities, rock masses, passive anchorage, reinforcement.

*NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1<sup>er</sup> mars 2006.*

## Introduction

La résistance mécanique des roches intactes, déterminée sur des éprouvettes en laboratoire, est en général élevée ; un tel matériau, s'il était homogène et continu, pourrait supporter des sollicitations plus importantes que celles auxquelles il est habituellement soumis, mais, à l'échelle des ouvrages de génie civil, la plupart des massifs rocheux se comportent comme des milieux discontinus, hétérogènes et anisotropes. Cette complexité du comportement des milieux rocheux est due à leur fracturation qui intervient à des échelles très variées. Les contraintes transmises par les fondations des ouvrages et les talus rocheux sont faibles et provoquent rarement la rupture de la roche intacte, donc, les ruptures dans les massifs rocheux se produisent essentiellement par ouverture des discontinuités préexistantes et glissement relatif des blocs ou des bancs. Par conséquent, la stabilité de ces massifs rocheux est gouvernée par les discontinuités géologiques préexistantes.

## Les discontinuités dans les massifs rocheux

### Leurs origines

On distingue dans la nature deux grands types de surfaces de discontinuités rocheuses d'origines différentes.

#### Les surfaces de discontinuités d'origine tectonique

Ce sont des déformations mécaniques appartenant à trois grandes classes différentes :

- 1) Les plissements, dans lesquelles interviennent des phénomènes de plasticité et le temps. Ce sont des déformations relativement continues.
- 2) Les fractures, correspondent à des déformations discontinues et dans lesquelles interviennent des phénomènes de rupture.
- 3) La schistosité, qui affecte la structure de la roche elle-même.

#### Les joints de stratifications

Les roches sédimentaires telles que marnes, calcaires, pélites, conglomérats, etc., présentent, généralement, une anisotropie liée à leur dépôt. Cette anisotropie originelle et affectant donc la matrice rocheuse est souvent soulignée par des plans de stratification qui marquent un changement ou un arrêt de sédimentation, ils séparent deux strates successives. Les plans de stratification présentent une grande continuité spatiale dans les dépôts marins sédimentés sur de vastes super-

ficies et, au contraire, de brusques variations d'orientation pour certains faciès continentaux déposés de façon anarchique. L'échelle d'alternance est très diverse : de millimétrique pour des dépôts argileux, elle peut atteindre plusieurs mètres pour certains grès ou calcaires massifs.

## Leurs caractéristiques géométriques et mécaniques

Le massif rocheux présente des surfaces de discontinuités découpant la masse rocheuse en une série de blocs plus ou moins imbriqués et reliés entre eux par la cohésion de leurs discontinuités. La résistance d'ensemble du massif est davantage conditionnée par les caractéristiques géométriques et les propriétés mécaniques de ces surfaces de discontinuités que par la résistance de la matrice rocheuse.

Du point de vue mécanique, ces discontinuités n'assurent pas la continuité des déformations tangentielles. L'intensité de la fracturation conditionne les propriétés mécaniques et hydrauliques du massif Benjelloun *et al.* (1989), sa connaissance est indispensable à l'élaboration des procédés de traitement (injection, drainage, renforcement par barre, etc.)

Les dispositions des surfaces de discontinuité dans l'espace ainsi que leurs propriétés mécaniques sont déterminantes pour l'analyse de tous les problèmes de stabilité (appui de barrage, soutènements, fondations diverses, travaux souterrains, etc.)

### Les caractéristiques géométriques des discontinuités

a) *L'orientation.* A l'échelle des ouvrages de génie civil les discontinuités sont assimilées à des plans, donc, pendage et azimut suffiront à préciser leur orientation. La projection stéréographique est la méthode de représentation des orientations des plans la plus utilisée. En général, les discontinuités sur un site se regroupent en un certain nombre (1, 2, 3...) de familles définies par leur orientation.

b) *La position et l'espacement.* En général, la position absolue d'une discontinuité a moins d'importance que sa position relative par rapport aux discontinuités voisines qui est donnée par l'espacement entre discontinuités. Pour chaque famille de discontinuités, on définit un espacement moyen égal à la moyenne des espacements.

c) *L'ouverture.* C'est la distance qui sépare les deux surfaces d'une discontinuité. Le tableau suivant donne une classification des ouvertures des discontinuités dans les roches.

d) *La persistance.* Il est difficile de cerner cette caractéristique en raison des dimensions limitées de la surface d'observation. D'un point de vue pratique, on utilise le rapport  $R = l/L$  entre la plus grande longueur observable à l'affleurement sur la même surface de discontinuité ( $l$ ) et la plus grande dimension de l'affleurement dans cette direction ( $L$ ). Ce rapport est compris entre 0 et 1 et permet de chiffrer l'importance de la discontinuité par rapport à l'affleurement.

**TABEAU** Classification des ouvertures des discontinuités.  
Classification of discontinuities openings.

Ouverture (10 <sup>-3</sup> m)	Description
< 0,1	Très fermée
0,1-0,25	Fermée
0,25-0,5	Partiellement ouverte
0,5-2,5	Ouverte
2,5-10	Modérément large ouverture
> 10	Large ouverture

### 2.2.2

## Les caractéristiques mécaniques des discontinuités

Les propriétés mécaniques les plus importantes des discontinuités dans les roches sont celles qui résultent de leur comportement au cisaillement : angle de frottement, cohésion, dilatance, rugosité, etc. (Bjurstrom, 1974; Bandis *et al.*, 1981).

Leur résistance à des sollicitations de traction normales à leur surface est généralement très faible et souvent nulle. Elle est liée soit à l'existence des ponts de matière, soit à une cohésion induite par le remplissage.

### 3

## La stabilité des massifs rocheux fissurés

Le massif rocheux affecté d'un réseau plus ou moins dense de fractures est composé de blocs formant un édifice généralement stable dans les conditions naturelles, mais dont l'équilibre peut être rompu, instantanément ou à terme, par les travaux d'exploitation du site.

L'analyse des conditions de stabilité commence par une description et une représentation des surfaces de discontinuités et se poursuit par l'analyse des conséquences géométriques : création des prismes ou d'autre polyèdres par intersection des familles de fractures (analyse cinématique) et s'achève par l'analyse des possibilités de rupture sur les surfaces limites de ces volumes (analyse mécanique).

### 4

## Le renforcement des massifs rocheux fissurés

La complexité des problèmes des talus rocheux et le nombre des paramètres qui interviennent rendent, en effet, indispensable une étude spécifique de chaque cas avant de décider du choix d'un dispositif de protection ou de renforcement (Panet, 1987). Cette étude doit aussi prendre en compte l'aspect esthétique et le coût du système de protection.

### 4.1

### Les différents types de renforcement

On peut regrouper les dispositifs de protection et de renforcement en deux grandes classes.

#### Classe A : parades actives

Type 1 : revêtement naturel (végétalisation, fascinage, implantation arbustive, reboisement de versant).

Type 2 : revêtement artificiel (béton projeté).

Type 3 : soutènement (contrefort, buton, ancrages).

#### Classe B : parades passives

Type 1 : écran au niveau de l'emprise (écran grillagé blocs de béton, séparateur en béton, merlon de terre, surlargueur en pied de talus).

Type 2 : obstacle sur pente (mur barrage, chambre d'éboulis, écran de filets métallique).

Type 3 : contrôle des chutes de pierres sur le talus (couverture grillagée).

Type 4 : ouvrage de transit (galerie paravalanche).

Type 5 : abattage contrôlé (purge).

### 4.2

## Le renforcement des talus rocheux fissurés par ancrage

Toute méthode de renforcement, qui tend à rétablir la continuité d'une masse rocheuse, permet d'améliorer grandement sa stabilité et de remédier à la rupture (Panet *et al.*, 1976), c'est le cas des procédés de renforcement des massifs rocheux par des câbles ou des barres d'acier, qui se sont développés de plus en plus ces dernières dizaines d'années. On distingue deux techniques de renforcement par barres d'acier :

#### 1) Le renforcement par ancrages actifs

Le renforcement des masses rocheuses par des tirants ou des barres précontraintes est une technique déjà ancienne. Des tirants de forte capacité (jusqu'à 10 000 kN) ont été mis en œuvre en 1934, par André Coyne, au barrage des Cheurfas, en Algérie (Panet, 1987). Cette technique présente certains inconvénients tels que :

- le risque de rupture de la roche au niveau des zones d'ancrage où les contraintes sont relativement fortes ;
- le risque de rupture à terme des câbles d'acier par corrosion (circulation d'eau le long de la discontinuité) ;
- la diminution avec le temps par relaxation de la tension dans les câbles ;
- le coût.

#### 2) Le renforcement par ancrages passifs

Par renforcement passif, il faut entendre une armature qui est scellée au massif sur toute sa longueur et qui n'est pas mise en tension lors de sa mise en place (Azuar, 1977). S'il ne se produit pas de déformation dans le massif renforcé, les aciers passifs ne sont pas sollicités. Un des premiers exemples d'utilisation de cette technique est celui des appuis du barrage de Chaudanne en France (Panet, 1987).

Le fonctionnement des armatures passives est beaucoup plus difficile à analyser que celui des armatures précontraintes, car ce type de renforcement crée un milieu composite avec des interactions locales entre la roche et les armatures, notamment au niveau des intersections avec les surfaces de discontinuité. L'utilisation pratique des armatures passives a permis de mettre en évidence l'efficacité d'un tel procédé et l'expérience montre que le renforcement des massifs rocheux par ce type d'ancrage améliore grandement leur stabilité,

c'est d'ailleurs maintenant un procédé couramment utilisé (Groupe français, 1977).

La plupart des méthodes de calcul des ancrages passifs utilisent des formules empiriques et des coefficients de sécurité élevés; elles se basent généralement sur l'une des deux hypothèses suivantes : soit la discontinuité est dilatante et on suppose que la barre est sollicitée en traction, soit la discontinuité est non dilatante et on suppose que la barre est sollicitée en cisaillement (Aydan et Kawamoto, 1987). En réalité, la barre travaille en même temps à la traction et au cisaillement (Bjurstrom, 1974 ; Lam, 1983 ; Ludvig 1983 ; Martin et Kaiser, 1984 ; Dight, 1985).

L'étude réalisée au Laboratoire central des ponts et chaussées de Paris (Asroun, 1993) a montré que le comportement à la rupture d'un ancrage passif est influencé par les principaux paramètres suivants :

a) Résistance à la compression de la roche ( $R_c$ )

$C_b$  est la contribution de l'ancrage à la résistance de cisaillement de la discontinuité.

Selon la résistance à la compression simple de la roche ( $R_c$ ), on peut distinguer deux types de rupture d'un ancrage passif : une rupture par cisaillement pur dans le cas des roches dures ( $R_c > 100$  MPa) et une rupture par flexion avec formation de rotules dans le cas des roches tendres ( $R_c < 100$  MPa). En conclusion, on peut dire que pour des roches de résistance ( $R_c$ ) supérieure à environ 100 MPa, l'influence de  $R_c$  sur la contribution de la barre (perpendiculaire à la surface de cisaillement) à la résistance au cisaillement est négligeable ; la barre est cisailée après un faible déplacement. Par contre, pour des roches tendres de résistance faible, la barre en écrasant le coulis, la roche se met dans une orientation qui la sollicite plus en traction qu'en cisaillement et, par conséquent, donne une contribution à la résistance au cisaillement la plus élevée (Fig. 1).

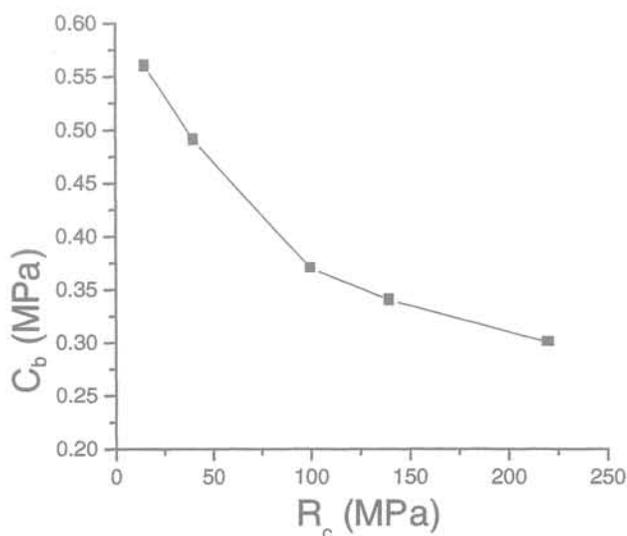


FIG. 1 L'influence de  $R_c$  sur la contribution d'un ancrage passif. Effect of  $R_c$  on the contribution of a passive anchorage.

b) L'inclinaison de la barre ( $\theta$ )

On note  $\theta$  l'angle que fait la barre avec la normale au plan de cisaillement.

La contribution de la barre à la rupture augmente notablement en passant d'un angle  $\theta$  de  $0^\circ$  à  $30^\circ$  dans le cas des roches avec ( $R_c = 140$  MPa), mais n'augmente que très légèrement dans le cas des roches avec  $R_c = 40$  MPa (Fig. 2). Cela peut s'expliquer par le fait que dans le cas d'une roche tendre, la barre (initialement perpendiculaire au plan de cisaillement) en écrasant le coulis et la roche prend une position favorisant la traction, avec une orientation  $\theta$  avoisinant les  $30^\circ$ . Par contre, en passant d'un angle  $\theta$  de  $30^\circ$  à  $45^\circ$ , la variation de la contribution est presque nulle dans les deux cas de roche, la barre est bien orientée dans le sens du déplacement tangentiel, donc elle travaille essentiellement en traction et écrase très peu la roche et par conséquent a le même comportement dans les deux cas de roche : le type de roche ne joue pratiquement aucun rôle.

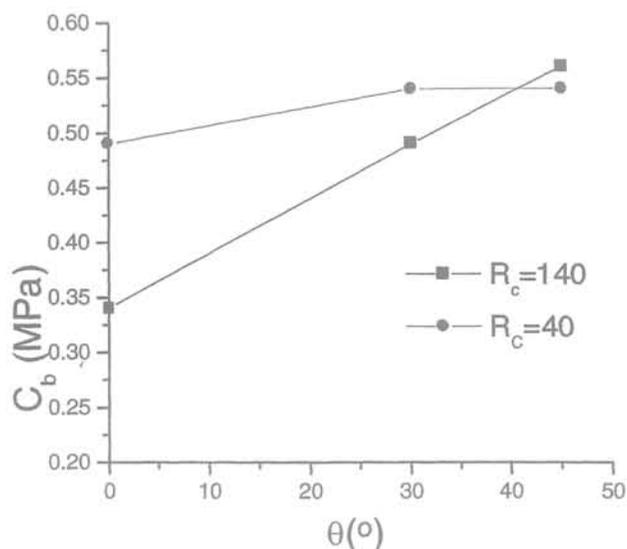


FIG. 2 L'influence de  $\theta$  sur la contribution d'un ancrage passif. Effect of  $\theta$  on the contribution of a passive anchorage.

5

## Conclusion

L'existence de discontinuités naturelles est une donnée fondamentale de l'étude des massifs rocheux. Généralement, la rupture des talus rocheux intervient au niveau des discontinuités préexistantes, l'analyse du comportement au cisaillement d'une discontinuité montre que la résistance au cisaillement est maximale (résistance de pic) pour de faibles déplacements ; donc toute méthode de renforcement qui permet de limiter ces déplacements conserve, à la discontinuité, sa résistance maximale et, par conséquent, améliore la stabilité du talus rocheux : c'est le cas du renforcement par ancrages passifs. Un ancrage passif, outre sa contribution à l'amélioration de la résistance de la discontinuité par sa propre résistance au cisaillement, permet de limiter les déplacements et de garder à la discontinuité sa résistance maximale.

## Bibliographie

---

- Asroun A. – *Étude du comportement des ancrages passifs scellés au rocher*. Thèse de doctorat, École centrale de Paris, 1993, 160 p.
- Aydan O., Kawamoto T. – Toppling failure of discontinuous rock slopes and their stabilisation. *J. of Min. Metall. Inst. of Japan* 103, 1987, p. 763-770.
- Azuar J.J. – *Stabilisation des massifs rocheux fissurés par barres d'acier scellées*. Rapport de recherche 73, Laboratoire central des ponts et chaussées Paris, 1977.
- Bandis S., Lumsden A., Barton N. – Experimental studies of scale effect on the shear behaviour of rock joints. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.* 18, 1981, p. 1-21.
- Benjelloun Z.H., Bertrand L., Feuga B. – Étude du comportement mécanique de la fracture rocheuse en cisaillement. *Rock at Great Depth*, Balkema, 1989, p. 433-439.
- Bjurstrom S. – Shear strength of hard rock joints reinforced by grouted untensioned bolts. *Proc. 3rd Int. Cong. on Rock Mechanics*, ISRM, Denver, vol. II.B, 1974, p. 1194 FF.
- Dight P.M. – The theoretical behaviour of full contact bolts subject to shear and tension. *Int. Symp. on the role of the rock mechanics*, Zacatecas, Mexico, 1985, p. 290-297.
- Groupe français – Le renforcement des massifs rocheux par armatures passives. *4th Int. Cong. on Rock Mechanics*, ISRM, Montreux, 1977.
- Lam T.S.K. – *Shear behaviour of concrete-Rock joints*. Ph. D. Thesis, Monash University, Melbourne, Australia, 1983.
- Ludvig B. – Shear tests on rock bolts. *Proc. Int. Symp. on Rock Bolting*, Abisko, 1983, p. 113-123.
- Martin C.D., Kaiser P.K. – Analysis of rock slope with internal dilatation. *Canadian Geotechnical Journal*, 1984, p. 605-620.
- Panet M., Rochet L., Azuar J.J. – Reinforcement of discontinuous rock masses by grouted untensioned bars. Séminaire de Jablona, Pologne, 1976.
- Panet M. – Renforcement des fondations et des talus à l'aide d'ancrages actifs et passifs. *Proc. 6th Int. Cong. ISRM*, Thema 2, Montréal, Generalbericht, 1987.



# Autour du hasard et dans le sol

**D. BOISSIER**  
**C. BACCONNET**

LGC/CUST –  
Université Blaise-Pascal  
BP 206  
63174 Aubière  
d.boissier@cust.univ-  
bpclermont.fr  
c.bacconnet@cust.univ-  
bpclermont.fr

**J. ALHAJJAR**

Laboratoire de génie civil  
IUT de Saida  
Université libanaise  
de Beyrouth  
BP 813  
Saida, Liban  
j.hajjar@iutsaida.edu.li

## Résumé

Cet article présente une réflexion sur la signification de ce que l'on met souvent sous les termes « hasard » ou « incertain » pour un chercheur mécanicien des sols et pour un praticien géotechnicien. Par des exemples relatifs à des études réalisées (ouvrages, sols urbains), cet article montre ce que peuvent apporter les différentes techniques issues des statistiques et de la théorie de l'information.

*Mots-clés* : analyse de risque, fiabilité, méthodes statistiques et probabilités, ensembles flous.

# About random and within soil

## Abstract

This paper presents some features of the terms 'random' and 'uncertain' and discuss of their meaning as far as research and practice in geotechnics are concerned. From examples based on developed studies, (dams, dikes, snow slopes, networks, buildings, urban soils), this paper shows the interest of methods based on statistics and information theory approaches.

*Key words* : risk analysis, reliability, statistics and probabilities, fuzzy sets.

NDLR : Les discussions sur  
cet article sont acceptées  
jusqu'au 1<sup>er</sup> mars 2006.

## Introduction : l'ingénieur et le sol

Les sols sont tous différents de par leur morphologie, leur comportement, leurs réactions à des agents pathogènes, à des sollicitations, à l'effet du temps...

Chaque sol est unique et il est, en plus, différent selon l'environnement dans lequel il se situe, différent d'un moment à l'autre, d'une ère à l'autre. Le domaine du sol « géo » est fait de cas particuliers ; or, il n'y a de science que du général ; alors comment peut-il y avoir une science du sol ? C'est en particulier pour répondre à cette question que les méthodes issues de la statistique et leurs dérivées ont été utilisées.

Dans le domaine des sciences pour l'ingénieur concerné par le sol urbain, trois difficultés sont centrales : une difficulté d'ordre social qui est celle de la prise de risque et de la décision, une difficulté d'ordre technique et technologique qui est celle de l'observation et de la mesure et une difficulté d'ordre scientifique qui est celle de la connaissance des phénomènes et des mécanismes. Or, dans le domaine du sol urbain ces trois problèmes, peut-être encore d'avantage que dans le domaine du génie civil traditionnel, se posent dans un contexte difficile où incertain et imprécis cohabitent. Nous voulons préciser ici ce que signifie le « hasard » et ce que peuvent apporter les outils et méthodes le prenant en compte pour chacune de ces préoccupations.

## Domaines de connaissance et sols

### Connaissance, non-connaissance, aléa, incomplétude

Il est trivial d'énoncer que l'ingénieur ne connaît pas tout ; il est utile de différencier son domaine d'incapacité – celui de sa non-connaissance –, de son domaine de compétence – celui de sa connaissance. Nous nous plaçons ici dans le domaine de la connaissance seule, en observant que, même dans ce domaine, tout n'est pas parfait, la compétence de l'ingénieur étant souvent limitée à cause des imprécisions, de l'aléa du futur, de la non-formalisation des connaissances, de l'apparente contradiction des mesures ou des déclarations.

#### Connaissance et non-connaissance

Le premier volet du domaine de non-connaissance est celui où l'on ne connaît pas l'existence d'objets ou d'événements passés et où il n'est donc pas possible d'en analyser les conséquences éventuelles ; par exemple, relève de ce type de non-connaissance l'existence de cavités, d'ouvrages ou de sols anthropiques dans des zones où ni la mémoire collective, ni des travaux d'archéologie n'ont conservé d'informations. Un autre volet de cette notion de non-connaissance est celle de la non-connaissance de phénomènes physiques ; il y a cent ans, par exemple, les phénomènes

d'alcali-réaction n'étaient pas connus, et il n'était pas possible alors d'en prévoir les conséquences néfastes sur les ouvrages et, encore moins, de tenter de s'en prémunir en formulant différemment les bétons ; l'histoire des sciences montre que chaque époque découvre des problèmes dont les générations antérieures n'avaient pas eu connaissance.

L'activité de l'ingénieur ne peut se situer qu'à l'intérieur d'un domaine de connaissances, et la notion de prise de risque et de décision n'est significative que dans ce contexte ; c'est dans ce contexte de connaissance que nous développons la suite de ce texte.

#### Aléa et déterminisme

Nous nous situons maintenant dans le domaine de la connaissance qui est celui où les événements, ayant pu se produire dans le passé ou pouvant se produire dans le futur, sont identifiés : actions et sollicitations, changements d'état des systèmes, mécanismes de dégradation... Dans ce domaine, deux sous-domaines peuvent être définis : celui du déterminisme et celui de l'aléa.

Le domaine du déterminisme est celui où l'ingénieur contrôle toutes les informations (ou les contrôle suffisamment pour que le rôle des informations non contrôlées soit négligeable) ; c'est celui de la transmission traditionnelle du savoir académique où nulle incertitude n'entachant ni les données, ni les hypothèses, ni les modèles, l'étudiant pense que les résultats sont certains ! Ce n'est évidemment pas ce domaine qui nous préoccupe ici.

Le domaine de l'aléa peut être divisé en deux domaines très importants tous deux en ce qui concerne le sol urbain : celui de « l'aléa du passé » et celui de « l'aléa du futur ». Le domaine de « l'aléa du passé » est celui d'une épreuve qui a eu lieu, l'aléa résidant dans le fait que nous ne connaissons pas de manière certaine quels ont été les résultats (modalités présentes) de l'épreuve et que nous n'avons que des présomptions, des éléments de preuve. Nous pouvons alors associer à chacune des modalités, dont la réalisation était possible à l'issue de cette épreuve, une mesure de la croyance que nous avons de sa réalisation. Cette démarche, classique chez les historiens, l'est moins chez les ingénieurs qui se contentent trop souvent, en logique binaire, de la certitude ou de l'impossibilité d'apparition d'une modalité. A l'opposé, l'aléa du futur est celui d'une épreuve aléatoire qui n'a pas encore eu lieu et qui n'aura d'ailleurs peut-être pas lieu ; dans le cas de sa réalisation, on ignore, bien sûr, quel en sera le résultat. Deux types de problèmes peuvent alors se présenter : soit l'épreuve ne ressemble à aucune autre épreuve connue déjà réalisée, on ne dispose alors d'aucune indication sur les modalités possibles ni sur leur probabilité d'apparition, et on se retrouve dans un problème d'inconnaissance ; soit l'épreuve peut être considérée comme une des épreuves élémentaires d'une épreuve composée ou comme la conséquence d'une épreuve connue, alors l'observation des modalités déjà réalisées, de leur fréquence d'apparition permet de se placer dans le domaine du calcul des probabilités.

### Quantitatif et qualitatif

L'analyse du passé, support de la prévision, est parfois organisable sur des données quantitatives ; c'est alors le terrain favori d'expression de l'ingénieur et de nombreux outils existent. Parfois aussi, ces données sont, par nature ou par facilité, exprimées sous forme qualitative, à l'issue d'observations ou de déclarations d'experts ; c'est là aussi un langage d'ingénieur que les facilités et la suprématie du calcul ont, pendant une période, réduit jusqu'à l'apparition et le développement de formulations basées sur le qualitatif et sur la logique floue en particulier.

### Le concordant et le discordant

Quelles soient numériques ou qualitatives, issues de mesures ou d'observations, les informations ne sont pas toujours concordantes. Qui n'a un jour éliminé de façon arbitraire un point « aberrant » d'une courbe, omis un avis discordant dans une expertise ? Pourtant, toute information doit être analysée au double regard de son informativité – l'intérêt de ce qu'elle apporte – et de sa fiabilité. Là aussi, il y a nécessité de méthodes permettant d'unifier des informations en tenant compte de la qualité de leur source.

## Le cas des sols et des ouvrages

Dans le cas des sols, ces divers domaines de la connaissance de l'aléa, ces différentes formes de l'information cohabitent et, par conséquence, on les retrouve sur la table de travail de l'ingénieur. Dans ce paragraphe nous illustrons ces notions.

### L'univers de non connaissance des objets et des problèmes

A un instant donné, cet univers est celui des travaux qui concerneront dans trente, cent ou mille ans la zone concernée ; c'est dans ce contexte que se situe le problème du stockage des déchets radioactifs lié à la perte de mémoire par les générations futures de la localisation des stockages ou, même, des dangers que présentent ces stockages ; c'est celui aussi, de la découverte fortuite d'un branchement de réseau que l'on avait oublié, d'un tronçon qui desservait une zone maintenant friche industrielle...

### L'univers « aléa du passé »

Quelques exemples illustrent ce phénomène : en géologie, en un endroit donné, la couche d'argile incluse dans deux couches perméables existe ou n'existe pas et est le résultat éventuel d'une épreuve géologique très ancienne. Sa présence n'est donc pas aléatoire, c'est la connaissance de cette présence (ou de son absence) qui est déficiente. De même, dans un sous-sol urbain, dans une zone donnée, on peut savoir

qu'il y a eu une activité humaine d'extraction de matériaux, par contre, il est plus difficile de localiser précisément cette activité et les carrières souterraines qui en ont résulté.

### L'univers d'incomplétude de la connaissance des objets du sol

C'est celui de la mauvaise connaissance de l'histoire des ouvrages : conditions de réalisation, histoire de sollicitations, d'entretien, de pathologie, de réparation. L'incomplétude provient aussi de la faiblesse et de la disparité de contenu des bases de données urbaines. Enfin, plus fondamentalement, les réseaux et les ouvrages dans les sols urbains sont enterrés et cachés et, de même que pour le sol environnant, il est impossible d'en avoir une connaissance exhaustive.

### L'univers aléatoire de l'avenir des ouvrages

L'aléa est ici celui lié au développement de la ville, de ses besoins en eau et en assainissement, de l'imperméabilisation en surface, des projets d'infrastructures. C'est aussi celui lié aux sollicitations hydrauliques s'exerçant sur les réseaux et causées par les intensités et les fréquences des orages, aux quantités et qualités des eaux de ruissellement. Enfin c'est l'aléa des sollicitations mécaniques exercées sur les conduites par les charges en surface, les interactions entre ouvrages et les mouvements des sols.

### L'univers déterministe des actions humaines sur les ouvrages

C'est celui des actions humaines volontaires affectant la production d'un ouvrage : obturation d'un tronçon, branchement sauvage, rejet volontaire de polluants. C'est aussi celui des erreurs techniques (mauvaise appréciation de l'état d'une conduite, campagne de reconnaissance insuffisante, mauvais choix de technique de confortation d'un ouvrage). C'est, enfin, celui de la faute du gestionnaire ou de l'élu, ignorant volontairement un problème, ou de l'entreprise ne respectant pas une qualité de compactage ou de matériau.

### L'univers aléatoire du vieillissement des ouvrages

Le vieillissement des ouvrages est un phénomène normal dont l'évolution est aléatoire et qui est de plus en plus pris en compte par les ingénieurs ; la courbe « en baignoire » caractéristique des trois périodes de la vie des équipements et des ouvrages – les dégradations de jeune âge, l'époque de fonctionnement normal, puis celle de l'accélération des dégradations – est bien connue, mais ses paramètres sont aléatoires.

Les ouvrages du sol urbain relèvent de cette problématique. On peut noter, pour les ouvrages récents, une diminution de l'échelle des temps (espérance de la durée de vie d'une canalisation romaine bien plus grande que celle d'une canalisation du XX<sup>e</sup> siècle).

## L'univers aléatoire des sollicitations extrêmes

Les ouvrages dans les sols urbains sont parfois soumis à des combinaisons d'actions exceptionnelles. Chaque sollicitation relève d'un phénomène, dont la probabilité d'occurrence des valeurs extrêmes peut être estimée. La difficulté provient de la simultanéité ou de la concomitance de plusieurs phénomènes. Ainsi, par exemple, la liquéfaction de sols est liée à la concomitance de la saturation d'un sol fin et de l'occurrence d'une forte sollicitation sismique.

Les catastrophes liées à des inondations sont souvent la conjonction d'un phénomène climatique exceptionnel et d'une succession de fautes et d'erreurs humaines, de vieillissement. Les inondations de Nîmes sont dues à un épisode de pluies torrentielles exceptionnelles et à l'accumulation de mauvaises décisions techniques, comme la couverture des cours de petits ruisseaux appelés « cadereaux », l'imperméabilisation des sols et des rues, le mauvais entretien et la vétusté des réseaux.

## 3

## Prise de risque, décision et responsabilité

## 3.1

### Définitions

## 3.1.1

#### Risque, défaillance, danger et dommage

Le problème du risque, dans le contexte du génie civil et urbain, se pose en terme d'acceptabilité d'un certain niveau de risque. Ce problème fait référence à d'autres notions, telles que le danger, les accidents, les défaillances et les dommages, termes que nous devons définir.

Selon la norme NF F 71-011, le *risque* est la probabilité d'occurrence d'une défaillance associée à l'importance des conséquences de celle-ci.

Au sens du *Petit Larousse*, le *danger* est « une situation où l'on a à redouter un inconvénient, ou un mal quelconque ».

D'après la norme NF F 71-011, l'*accident* est « l'événement ou succession d'événements imprévus, ayant pour résultat une atteinte à l'intégrité physique des personnes ou des destructions de matériel ». Un accident est un événement ou une succession d'événements, ce n'est pas un état. Un accident provoque des dommages pour les personnes, le système ou l'environnement.

La notion de *défaillance* est abordée dans la norme française X 60-500 d'octobre 1988 intitulée « Terminologie relative à la fiabilité, maintenance, disponibilité ». Cette norme définit la défaillance comme « la cessation de l'aptitude d'une entité à accomplir une fonction requise ».

Le *dommage* est défini, selon le *Petit Larousse*, comme une « perte, dégât causé à quelque chose, préjudice causé à quelqu'un ».

## 3.2

## Méthodes d'analyse du risque et d'aide à la décision

L'analyse du risque peut être traitée qualitativement et quantitativement.

Qualitativement parlant, lorsqu'il y a une source de danger et lorsqu'il n'y a pas de moyens de sécurité contre l'exposition au danger, alors il y a une possibilité de défaillance ou d'accident. Cette possibilité est assimilée à un risque, la défaillance ou l'accident pouvant venir des activités de commerce, sociales ou militaires, des opérations d'équipement ou d'investissement. Le risque peut être, alors, formellement défini comme la possibilité d'une défaillance ou d'un accident résultant d'une exposition à un danger. Bien que l'analyse quantitative du risque repose sur l'estimation du degré ou de la probabilité de défaillance, elle est fondamentalement mêlée au concept de probabilité d'occurrence du danger et consiste à répondre aux questions suivantes :

a) Que peut-il arriver qui peut conduire au résultat d'une exposition au danger ?

Pour répondre à la première question, une liste des défaillances possibles doit être définie (ou scénario d'événements conduisant à une défaillance).

b) Est-ce que cela va arriver ?

La probabilité d'occurrence de ces scénarios doit être définie et évaluée, et on peut, alors, classer les scénarios par leur probabilité d'occurrence.

c) Si cela arrive, à quelles conséquences peut-on s'attendre ?

On doit associer à chaque scénario les modalités des conséquences (déterministes ou aléatoires) et les évaluer.

De cette manière, le risque peut être défini quantitativement, par le triplet suivant :

$$R = \langle Si, Pi, Ci \rangle, i = 1, 2, \dots, n \quad (1)$$

où :  $Si$  est un scénario d'événements qui conduisent à une exposition à un danger ;

$Pi$  est la probabilité du scénario  $i$  (ou la possibilité, ou...);

$Ci$  est la conséquence (ou le résultat d'une évaluation) du scénario  $i$ , c'est-à-dire une estimation du degré de dommage ou de défaillance.

Les niveaux de risque, selon la norme NF F 00-101, sont représentés sous forme d'une matrice gravité/occurrence. La norme NF F 00-101 ne définit qu'un niveau de risque acceptable, auquel il est naturel d'ajouter le niveau complémentaire. Les deux niveaux de risque sont donc les risques inacceptables et, implicitement, les risques acceptables. Chaque point sensible est analysé en fonction de trois facteurs : probabilité d'apparition des défaillances, gravité des défaillances, incertitude de détection des défaillances.

## Respect de la réglementation et responsabilité

La notion de risque est au cœur de l'activité de l'ingénieur à travers les aspects respect de la réglementation et mise en cause de sa responsabilité que comporte sa profession. Les professionnels engagent leur responsabilité en cas de désordre survenant aux constructions ; le problème de fond n'est pas seulement celui de la prévision de phénomènes aléatoires ou non, mais plutôt celui de l'acquisition d'informations existantes, mais peu ou pas accessibles. En fait, se prému-nit-on d'un événement exceptionnel qui se produit ? L'ingénieur est-il responsable de ne pas avoir dimensionné sa structure pour résister à un séisme de magnitude 8 ou d'avoir surestimé la résistance du sol ?

## La connaissance des phénomènes et la prévision des comportements

L'activité de l'ingénieur se complique de la nécessité de modéliser une réalité compliquée par des modèles qui, même complexes, restent des modèles donc des idéalizations.

### Les modèles

Le comportement d'un ouvrage dans un sol dépend de sa géométrie, des conditions aux limites et des matériaux constitutifs ; la prévision de ce comportement (ouvrage neuf ou ouvrage en service) dépend des objectifs qui lui sont assignés : court ou long terme, petites déformations ou rupture, sollicitation statique ou dynamique ou de fatigue, et se base sur des modèles de comportement qui sont liés aux modèles de sol ; on ne peut découpler modèle de comportement et modèle de sol ; or, le modèle de sol dépend essentiellement des données disponibles.

Ces modèles sont orientés vers deux directions. En application tout d'abord : leur objectif est d'aider l'ingénieur à vérifier que le comportement « possible » ou « probable » est compatible avec l'objectif poursuivi et à argumenter alors la prise de risque. En recherche ensuite : leur objectif est de mieux identifier les mécanismes conduisant à tel comportement d'ouvrage ; les modèles servent à augmenter le domaine de connaissance et à diminuer d'autant celui de la non-connaissance. Durant les dernières décennies, on a créé des modèles de sol et de comportement des ouvrages de plus en plus sophistiqués en négligeant la part de l'acquisition et du traitement des données.

Les modèles sont, eux aussi, facteurs d'incertitude. Tout modèle n'est ni vrai ni faux, il n'est acceptable que dans un cadre d'hypothèses donné et pour un objectif fixé. Les incertitudes des modèles proviennent en premier facteur de l'écart entre le cadre d'hypothèse sur lesquelles ils ont été bâtis et la réalité des phénomènes en jeu. Le deuxième facteur est lié à la manière dont les modèles transforment les incertitudes sur les entrées ; l'axiome « mauvaises données, mauvais résultats » doit être tempéré par des analyses de sensibilité des résul-

tats aux incertitudes sur les données. C'est une voie pour mieux cerner quelles sont les données dont il faut diminuer le domaine d'imprécision, afin, dans le cas d'une application, d'optimiser les campagnes de reconnaissance des sols et, dans le cas d'une recherche, de construire les plans d'expérience les plus efficaces.

### Prise en compte de la variabilité

La mécanique des sols est une perpétuelle recherche du volume élémentaire représentatif (VER) du problème que l'on veut traiter. On peut se placer aux différentes échelles de la mécanique atomique, de la mécanique des milieux granulaires ou de la mécanique des milieux continus, le VER étant celui dans lequel un volume de matériau peut être considéré comme homogène.

S'il y a homogénéité dans un VER, c'est qu'il y a variabilité d'un VER à l'autre. Alors, la formulation d'un problème passe par la description de la population des VER utilisée pour la caractérisation par une moyenne (par exemple pour la cohésion) ou par un pourcentage (par exemple pour la saturation).

La difficulté est qu'on ne peut jamais accéder à toute la population, c'est-à-dire à tous les VER d'un sol : on ne dispose que d'échantillons, la statistique permettant alors de remonter aux paramètres inconnus « cohésion moyenne » ou « pourcentage moyen de saturation » par la fréquence d'apparition dans la population à travers une fourchette (intervalle de confiance) qui dépend de la taille de l'échantillon. Et c'est là que le bât blesse en ce qui concerne les sols, car l'échantillon comporte toujours peu de valeurs et, le plus fréquemment, une seule, et qu'on ne peut déterminer de fourchette que si l'échantillon est représentatif de la population, ce qui n'est réalisé que s'il est tiré au sort.

Dans cette démarche, on peut, en gros, distinguer deux types de problèmes. Le premier est de type opérationnel : c'est la description d'un sol pour obtenir une caractéristique, un événement, sous une sollicitation donnée, par exemple, la cohésion (variable quantitative) ou le fait d'être ou non saturé (variable qualitative). Le second type de problèmes est de type recherche, c'est la description comparée. On veut savoir s'il existe une liaison (éventuellement causale) entre deux variables, par exemple, entre une résistance mécanique (cohésion) et une pathologie (rupture ou tassement), ou entre une histoire de chargement et une pathologie (liquéfaction, écoulement, cisaillement, rupture...). Dans ce cas-là, une méthode possible est la comparaison de moyennes (cohésion) ou de pourcentage (rupture...). La difficulté est encore ici qu'on ne dispose que d'échantillons ne donnant que des estimations des moyennes et de pourcentages, et qu'il faut aussi, ici, juger sur « échantillons ». Le test statistique est une solution permettant de savoir si la différence des effets est imputable aux fluctuations d'échantillonnage ou si elle est significative : si la différence est significative, elle ne traduit pas nécessairement une relation causale, ceci n'étant vrai que si les échantillons sont comparables, ce qui nécessite leur constitution par tirage au sort.

Un apport de la statistique dans ce type de problèmes est une définition de la causalité dans le domaine de l'incertain. Un facteur causal n'entraîne pas nécessairement l'événement, il suffit qu'il entraîne

une augmentation de la probabilité d'occurrence de cet événement. Cette approche a été longue à émerger, car nous avons tous été habitués et éduqués dans l'univers du certain, et parce que nous avons peur de l'incertain.

4

## Acquisition d'information et modèles de données

4.1

### La difficulté d'obtention des mesures

Quels que soient le domaine de connaissance et le modèle d'aide à la décision choisi, l'acquisition de connaissances sur les sols urbains et les ouvrages est un point de passage forcé. Ce paragraphe décrit rapidement quelques méthodes d'acquisition et les apports des principales méthodes de traitement.

Milieu continu ou granulaire, ou fracturé, le sol n'est, en général, connu que de manière discontinue : récents, les ouvrages sont documentés, anciens ils ne le sont qu'incomplètement et irrégulièrement, et, dans tous les cas, l'information est fragmentée, répartie entre les gestionnaires, codées selon des règles différentes.

4.1.1

#### Les méthodes géophysiques

Elles tentent de donner d'un sol ou d'un ouvrage, une image continue. Leur application est souvent limitée par les perturbations des mesures induites par les sites urbains, par la difficulté d'interprétation des signaux et par les connaissances qualitatives qu'elles induisent. Les méthodes issues du traitement du signal, les techniques actuelles de traitement de l'information et, en particulier, les méthodes basées sur le raisonnement qualitatif sont des éléments de réponse à l'analyse des signaux provenant des méthodes géophysiques.

4.1.2

#### Les méthodes de reconnaissance *in situ*

Basées sur des techniques de pénétration, perforation ou carottage, et permettant l'identification des sols rencontrés, la mesure de paramètres mécaniques de résistance, de déformations ou de flux, elles apportent des informations ponctuelles ou continues le long d'un sondage. Ces informations sont souvent de qualité, mais, à cause de leur coût d'acquisition, restent peu nombreuses sur une opération.

Les apports actuels des méthodes à base de statistique sur ces essais sont multiples :

- aide au traitement des signaux qu'elles donnent (stabilité, reconnaissance de couches, signification de la dispersion ou des premiers moments) ;
- aide à l'analyse de la relation entre plusieurs signaux provenant du même appareil ou de deux appareils de principe différent, recalage spatial et temporel.

4.1.3

#### Les méthodes d'analyse en semi-grandeur sur banc d'essai

Elles offrent en plus des essais *in situ* la possibilité de bien contrôler la variabilité des matériaux en place, les sollicitations appliquées, les signaux enregistrés. Les apports actuels des méthodes à base de statistique sur ces essais sont multiples, aussi on peut citer :

- l'aide à l'analyse de la répétabilité des essais ;
- l'aide au calibrage des appareils de mesure ;
- l'aide à la mise en place de plans d'expérimentation contrôlés dans le contexte d'études de sensibilité, d'analyse de corrélation.

4.1.4

#### Les caractérisations au laboratoire

Elles apportent des analyses de comportement de matériaux sous sollicitations complexes bien contrôlées. Les échantillons sont très souvent remaniés, et le problème de la représentativité du volume de sol testé (volume élémentaire représentatif) est prépondérant. Les apports actuels des méthodes, à base de statistique, sur ces essais sont identiques à celles présentées au paragraphe précédent.

4.2

## Les bases de données

4.2.1

### L'utilisation de bases de données matériaux

Le comportement d'un sol sous sollicitation mécanique est conditionné par le matériau (composition minérale, granulométrie, forme des grains...), un indicateur de teneur en eau et l'état de serrage des grains (indice de compactage, indice des vides, poids volumique des grains...). Une base de données comportant pour chaque matériau des descriptions de ces trois champs, ainsi que des réponses à diverses sollicitations mécaniques (pénétration, cisaillement, enfoncement...) permettrait non seulement de stocker de l'information provenant d'expérimentations onéreuses, mais, surtout, de déduire des caractéristiques non connues d'un matériau. Là aussi, les outils issus de la taxinomie, la généralisation de la notion de distance entre des individus (ici des matériaux) sont précieux.

4.2.2

### L'utilisation de bases de données sols et ouvrages

Les ouvrages dans les sols urbains ne sont, en général, pas mieux connus que les sols qui les entourent. Or, la connaissance de leur état est nécessaire à qui souhaite mettre en place une stratégie d'inspection, maintenance, réparation (IMR) qui soit optimale ou, tout simplement, moins mauvaise. La reconnaissance exhaustive des ouvrages n'est, en général, pas possible ; il faut alors travailler avec de l'information incomplète et souvent erronée, comme

le montre l'analyse du contenu des bases de données urbaines existantes. Les techniques basées sur la statistique sont aussi précieuses pour caractériser la qualité des informations déduites, pour aider à définir les plans de reconnaissance et d'auscultation ; les réseaux de neurones ont aussi été utilisés dans ce contexte.

#### 4.2.3

### Le recueil d'informations

Les informations sur les sols ne sont pas toujours purement quantitatives. Le « bon sol », un « sol compressible », une « portance d'environ 0,2 MPa », une « couche homogène », une « cohésion entre 20 et 30 kPa », un « sol saturé », la « fondation est sur-dimensionnée », la « nappe est variable »..., toutes ces expressions ont en commun deux caractéristiques :

- 1) elles sont communément utilisées et comprises par des géotechniciens ;
- 2) elles sont toutes à support d'information non précis.

Il y a nécessité d'approches non traditionnelles pour la prise en compte de ce type d'information par les mécaniciens des sols.

Ce type d'information provient souvent de déclarations d'experts. Au fur et à mesure que la complexité des systèmes augmente, notre aptitude à formuler de manière précise et significative leur comportement diminue jusqu'à une limite au-delà de laquelle la précision et la signification deviennent des caractéristiques mutuellement exclusives. Notre connaissance du monde réel est imprécise et celle de son évolution incertaine. Il est vain alors de vouloir la décrire par des modèles précis et déterministes. Cela est vain et, surtout, dangereux, car le sentiment de précision est illusoire, la signification des résultats est très pauvre et les décisions sont prises sur la base d'informations imprécises et sans signification.

Deux arguments sont alors mis en évidence : la fiabilité de l'information et son « informativité » ; il apparaît vite que ces deux arguments sont souvent conflictuels.

a) *Exemple 1.* La cohésion du sol dans cette couche est de 20 kPa. Cette information est très informative, et l'on peut faire des calculs ou prendre des décisions sur cette base, par contre, elle est très peu fiable. En effet, en pratique, on ne peut pas assurer que le sol a une cohésion de 20 kPa, tout au plus peut-on dire que la mesure, dans telle condition, sur tel appareil, de tel échantillon provenant de tel prélèvement, a donné une valeur que l'on arrondit à 20 kPa.

b) *Exemple 2.* La cohésion du sol dans cette couche est comprise entre 10 kPa et 100 kPa. Cette information est très fiable ; il y a très peu de chance que, dans cette même couche de sol, une autre mesure donne une valeur inférieure à 10 kPa, mais, par contre, elle n'est que très peu informative, et il est difficile de faire des calculs ou de prendre des décisions sur cette base. Ce sont des valeurs numériques que l'on introduit dans des codes de calcul, parfois des distributions de probabilités, et c'est une valeur que l'on compare à une limite ou un index qui sert à prendre une décision. Que faire alors d'une information sous forme d'un intervalle ou d'un ensemble ?

## 5

# L'utilisation des méthodes et les approches

Les géotechniciens n'ont pas inventé de méthodes ou d'approches, ils se sont ingénies, depuis plusieurs décennies, à adapter ce qui existe à leur problématique. Dans ce paragraphe, nous passons en revue un certain nombre de méthodes et d'approches et montrons, à travers des exemples d'application, quel est leur apport réel ou potentiel au domaine du sol urbain. Ces exemples n'ont aucune prétention à l'exhaustivité et proviennent essentiellement de travaux de recherche réalisés au LAMH à l'université d'Artois avec J. Al-Hajar et C. Boulemia, puis au LGC à l'université Blaise-Pascal avec C. Bacconnet et R. Gourvès.

### 5.1

## Méthodes quantitatives

### 5.1.1

### La fiabilité

La fiabilité d'un système est liée à son aptitude à remplir les fonctions pour lesquelles il a été conçu pendant une durée de temps déterminée.

La fiabilité des ouvrages en sol urbain relève de cette définition mais présente deux spécificités :

a) parce qu'ils sont cachés, il est difficile de suivre l'évolution temporelle de la dégradation d'une de leurs fonctions et, ainsi, de préciser à quel moment on atteint la limite de fonctionnement ;

b) le comportement de l'ouvrage est à analyser dans le système complexe « sols/environnement/ouvrage ». Les causes de défaillance sont souvent difficiles à retrouver, car multiples et évolutives dans le temps, sous l'effet de sollicitations climatiques, et liées aux activités humaines, et dans l'espace.

Les hypothèses de base des méthodes fiabilistes sont que le système et les lois de comportement sont connues, que les paramètres de sol sont identifiés et quantifiés. Le résultat est un indicateur de la qualité d'une solution vis-à-vis de la fiabilité. Cet indicateur peut différer selon les modèles mécanofiabilistes retenus (déterministe : indice de Cornell, indice de Lind Hasofer (Hasofer A.M., Lind N.C., 1974), probabilité de ruine, possibilité de ruine...).

Il existe plusieurs niveaux de méthodes, allant des méthodes semi-probabilistes aux méthodes probabilistes, adoptant une approche semi-probabiliste, les eurocodes prennent en compte la variabilité des actions et leur possible concomitance, la variabilité des résistances. Il existe aussi des méthodes possibilistes basées sur la logique floue. Enfin, les méthodes basées sur les éléments finis stochastiques allient les apports des éléments finis et ceux des champs stochastiques. Une des limites de ces méthodes est qu'elles sont essentiellement utilisées en conception d'ouvrages nouveaux et mal adaptées à la requalification d'ouvrages existants.

Nous donnons ci-après quelques applications en fiabilité des fondations, de canalisations, d'ouvrages en terre :

- Favre (1980), Biarez *et al.* (1981), Boissier (1982), Magnan (1982) ont travaillé sur l'approche probabiliste de la fiabilité des ouvrages enterrés ;

- Boissier *et al.* (1995), Boissier *et al.* (1997) ont défini un index fiabiliste possibiliste pour l'évaluation des fondations, Gao (1996) l'a utilisé pour les structures ;

- Benmansour (1996) a travaillé sur l'évaluation probabiliste du comportement mécanique des conduites enterrées ;

- Auvinet (1994) a travaillé sur la prévision du comportement des barrages à partir de simulations stochastiques.

#### 5.1.2

### La géostatistique

Les travaux de (Matheron, 1970) ont grandement participé au développement de la géostatistique. Le point de départ de cette méthode est un système (sol, ouvrage...) connu à partir d'essais organisés et repérés dans l'espace ; l'objectif est l'estimation d'une fonction des paramètres d'état de ce système dans des zones ponctuelles ou volumiques de l'espace. La méthode est bâtie sur la modélisation par champs aléatoires, dont les paramètres sont identifiés expérimentalement à partir des essais disponibles. Des résultats intermédiaires comme la forme des variogrammes ou la valeur des portées d'autocorrélation présentent des intérêts complémentaires sur la structure de variabilité spatiale ou la notion de VER. Les résultats sont l'estimation des grandeurs d'intérêt pour le problème posé, et la qualité de l'estimation traduite par la variance dont la valeur ainsi calculée est souvent réduite par rapport aux variances classiques (où l'on ne prend pas en compte la variabilité spatiale).

Cette approche est efficace sur des longs linéaires ou des grandes surfaces ; en particulier elle a été appliquée sur les digues et sur les sols de tranchées urbaines, sur des surfaces importantes (remblais, plates-formes de bâtiments), son interprétation nécessitant un nombre de mesures important. Bacconnet (Bacconnet *et al.*, 1996) et Lepetit (Lepetit *et al.*, 2002) ont utilisé cette technique pour l'étude de la résistance mécanique des digues, Lepetit (Lepetit *et al.*, 1999) l'a utilisée pour étudier la variabilité spatiale du loess et Burlet (Burlet *et al.*, 1999) celle de la neige, Boissier (Boissier *et al.*, 1999) et Chaigneau (Chaigneau *et al.*, 2000) pour modéliser la compacité de remblais de canalisations urbaines.

#### 5.1.3

### La simulation

La base de cette technique est un système dont on sait construire une maquette numérique, l'objectif étant d'avoir une représentation et une évaluation des différents états du système et de leur probabilité d'apparition, cette représentation pouvant être instantanée ou temporelle. La méthode est basée sur des techniques de simulation à partir de variables aléatoires, de champs stochastiques ou de champs possibilistes. En résultat on obtient une estimation des paramètres caractéristiques du comportement de l'ouvrage.

Ces méthodes de simulation ont été utilisées pour l'analyse du comportement d'un massif (prévision du risque d'avalanches, prévision du risque de fissuration

des barrages...), d'un ouvrage (conduite d'assainissement). Boissier (1982) a utilisé cette technique pour l'évaluation probabiliste de la fiabilité des fondations superficielles, Auvinet (1994) pour celle des barrages en enrochement, Gaouar (1997) pour celle des digues et des remblais, Benmansour (1996) pour celle des canalisations enterrées, Burlet *et al.* (1999) pour celle des pentes neigeuses.

#### 5.1.4

### L'analyse statistique

L'analyse statistique part d'un système dont on analyse un ou des caractères à partir d'observations faites sur des échantillons, l'objectif étant d'obtenir une estimation des paramètres de la population à partir des observations faites sur l'échantillon. Les méthodes sont celles de l'analyse statistique incluant : les tests d'hypothèses, la théorie de l'estimation, les analyses en composantes principales, les analyses de corrélations, les analyses de variance et de covariance. Les résultats pratiques sont l'estimation de paramètres, la construction d'intervalles de confiance autour de moyennes, de proportions et de variances, l'analyse de régressions et de corrélations, l'adéquation de lois de probabilités à des distributions statistiques, la recherche de facteurs explicatifs principaux. Les applications concernant l'analyse d'actions, de sollicitations de résistance des matériaux à partir de statistiques sont classiques ; d'autres applications concernent le traitement des signaux ; récemment, Moussouteguy, *et al.* (2001) l'a utilisé pour l'analyse de paramètres de forage et Chaigneau (2001) pour l'analyse des signaux provenant d'essais pénétrométriques et pour l'analyse de répétabilité d'essais. Courilleau (1997), puis Reche, *et al.* (2004) ont utilisé la théorie des lois de survie pour estimer, à partir de bases de données routières, l'état de dégradation des chaussées en tenant compte de l'entretien.

#### 5.1.5

### Les plans d'expérience

La méthode des plans d'expérience a pour objectif de minimiser le nombre d'expériences à faire pour étudier un phénomène tout en conservant une fiabilité suffisante aux résultats. Elle s'applique chaque fois qu'un phénomène peut être expliqué par plusieurs facteurs quantitatifs ou qualitatifs, que l'expérimentation soit numérique ou physique, le résultat pratique étant une proposition de l'organisation de l'expérimentation. Lafrechine (1999) a utilisé cette technique pour proposer des lois de survie des réseaux enterrés.

#### 5.2

### Méthodes qualitatives

#### 5.2.1

### Analyse de compatibilité

Cette approche est possible dès lors qu'un phénomène est décrit par plusieurs indicateurs souvent qualitatifs et que l'on souhaite construire une information unique sur ce phénomène. Elle emprunte de nombreux outils à la théorie des possibilités qui a été intro-

duite par Zadeh (1965) puis diffusée en France par Dubois et Prades (Dubois, 1983) puis, parmi d'autres, par Bouchon-Meunier (1995). La méthode d'analyse de compatibilités est basée sur l'unification d'informations disparates, avec en particulier l'agrégation de sous-ensembles flous ; le résultat est, après défuzzification, l'obtention d'un couple « estimation de l'information, fiabilité de cette information » relativement au phénomène étudié.

Quelques applications d'analyse de compatibilité ont été réalisées en site urbain ; Semaan (1999) a analysé ainsi la compatibilité entre des informations provenant de plusieurs essais, Legendre (2003) entre celles provenant d'un sol et d'un outil de scarification ou de pénétration, Zeidan (2002) entre celles provenant d'un sol et d'un choix de tunnelier, et Alhajjar (1991) entre celles provenant d'un sol et d'un choix de fondations.

### 5.2.2

#### Analyse des modes de défaillance

Le point de départ est un système complexe dont on peut construire un schéma fonctionnel avec pour objectif la mise en évidence des défaillances potentielles de ce système et de leur criticité. Les méthodes sont issues de la sûreté de fonctionnement des systèmes industriels : méthode Hazop, des causes, des conséquences ; la plus utilisée actuellement en génie urbain étant la méthode AMDEC. Le résultat de la méthode AMDEC est une liste exhaustive de tous les scénarios de défaillance possible et un classement vis-à-vis de la criticité de ces scénarios. Cette méthode a été appliquée à l'analyse des modes de défaillance des barrages (Peyras, 2002), des réseaux (Bounader, 1998 ; Benmansour, 1996), des digues (Lepetit, 2002).

### 5.2.3

#### Analyse de sensibilité

L'objectif de cette catégorie de méthodes est de permettre la caractérisation de la réponse d'un système complexe à la sensibilité de certains paramètres. La méthode est basée sur une description qualitative des phénomènes, de leur sens de variation, de leur gradient de variation, et éventuellement de l'accélération de cette variation. Cette description peut se faire à travers des variables bi ou multivaluées. Le résultat peut se mettre sous la forme d'une matrice de sensibilité du système à chaque facteur (ou combinaison de facteurs) selon leur intensité, leur évolution prévisible ou possible. Une application faite par Peyras (2001) concerne l'étude du vieillissement des barrages et de l'évolution des causes de défaillance.

### 5.2.4

#### Le recueil d'expertise et le raisonnement expert

Cette approche peut être utilisée lorsque on est en présence d'un problème complexe dont la résolution ne peut être explicitée analytiquement ; l'objectif est de comprendre ce phénomène et d'en expliquer les mécanismes à partir de dires d'expert ; la méthode consiste, en se basant sur différentes techniques (protocole, interviews, raisonnement par analogie...), à recueillir

de l'expertise et à la transcrire sous forme logique essentiellement par l'écriture de règles de production (règles, métarègles...) ; le résultat prend souvent la forme de tables d'inférences ou de systèmes experts. E. Henry (1999) et Boissier (1999b) ont utilisé cette approche pour l'aide à la proposition d'une campagne de sol, Zeidan (2002) pour l'aide à la planification des tunneliers en site urbain, Karnib (2002) pour évaluer la sensibilité des zones urbaines aux dysfonctionnements des réseaux d'eaux pluviales.

### 5.2.5

#### L'unification

Cette approche est utilisable lorsqu'un même phénomène est décrit par plusieurs experts de façon parfois contradictoire ; l'objectif est d'avoir une vision unique prenant en compte cet ensemble de points de vue et présentant le maximum d'informativité et de fiabilité. Cette approche est basée sur une méthode développée par Shaffer (1976) ; le résultat est le triplet : « information-fiabilité-informativité ». Lair (1999) a utilisé cette approche pour évaluer la durabilité de produits du bâtiment et Semaan (1999) pour l'unification de résultats entre essais.

## 6

### Conclusion

L'approche statistique heurte bien des idées acquises ; on oublie sans cesse la variabilité, on tient compte de différences dues au seul hasard, on conclut d'emblée de la liaison à la causalité. On peut se demander pourquoi ces erreurs sont si fréquentes. Les raisons sont multiples et s'enchevêtrent intimement : le calcul des probabilités a été inventé plus tard que beaucoup d'autres sciences, la statistique aussi car elle lui a été directement liée ; nous sommes éduqués au lycée et formés à la vie dans l'idée de la certitude et de plus l'incertain nous fait peur. D'autre part, le sol urbain et ses ouvrages semblent tellement complexes que deux approches s'opposent constamment ; il y a ceux qui considérant que tout modèle serait illusoire essaient de l'oublier et de le noyer dans un poste incompressible d'aléas divers ; il y a ceux qui conscients de cette complexité construisent des modèles déterministes de plus en plus sophistiqués et avec toujours plus de paramètres pour reproduire une réalité qui leur échappera car elle sera toujours différente de celle du laboratoire et parce qu'ils n'auront pas les moyens d'alimenter ces modèles par des paramètres réalistes.

Les exemples présentés ici montrent qu'il y a place pour une troisième voie qui consiste d'abord et surtout à analyser et comprendre tout ce que, dans un projet, on peut mettre sous le terme générique d'imprécision ; ensuite il faut choisir dans la panoplie des outils issus des théories des probabilités et des possibilités ceux qui sont le mieux adaptés à la modélisation, au traitement et aussi à l'exploitation des résultats dans le cadre opérationnel du génie urbain.

Il ne faut alors plus opposer information quantitative et information qualitative mais les utiliser concurremment afin d'optimiser, pour les données, les couples « informativité-fiabilité ».

- Alhajjar J., Boissier D., Boulemia J. – Building Substructural design as fuzzy decision model. *6th ICASP*, Mexico, Mexique, juin 1991.
- Auvinet G. – Modélisation stochastique de la répartition spatiale des propriétés des sols et ouvrages en terre. *Journée nationale d'applications des statistiques et des probabilités en analyse des matériaux et des ouvrages*, ENS Cachan, mars 1994, p. 159-171.
- Bacconnet C., Boissier D., Gourves R. – Aide au diagnostic des digues en terre par pénétrométrie. Colloque scientifique de l'AUGC, *COS'96*, Clermont-Ferrand, 9-10 mai 1996.
- Alhajjar J., Boissier D., Boulemia J. – Building substructural design as fuzzy decision model. *6th ICASP*, Mexico, Mexique, juin 1991.
- Benmansour A. – *Fiabilité des conduites enterrées*. Thèse de l'institut national polytechnique de lorraine, 1996.
- Biaze J., Favre J.-L., Lareal P., Boissier D. – Probabilisme : caractérisation des sols, mesures de la sécurité. *10<sup>e</sup> Congrès international de mécanique des sols*, Stockholm, 1981.
- Boissier D. – *Contribution à la prise en compte des interactions sol-fondations-bâti dans la conception des bâtiments. Approche probabiliste de la sécurité*. Thèse de docteur ès sciences, Université de Lyon I, INSA de Lyon, 2 juillet 1982.
- Boissier D., Alhajjar J., Mammeri H. – Fiabilité et possibilité en mécanique des sols : application à l'infrastructure des bâtiments. *12<sup>e</sup> congrès de mécanique*, Strasbourg, 4-8 septembre 1995.
- Boissier D., Alhajjar J. – Probabilistic and fuzzy approaches for foundations reliability. *ICOSSAR'97*, Kyoto, Japan nov. 24-28th 1997.
- Boissier D., Bacconnet C., Morales E. – Modélisation de la variabilité spatiale des tranchées d'assainissement ; application au collecteur de La Pardieu. *Journées scientifiques sols urbains*, GIS sols urbains, université de Bordeaux I, 21-22 octobre 1999.
- Boissier D., Henry E., Boulemia C. – Aide à la conception de fondations de bâtiments : un modèle d'expertise. *Revue française de génie civil*, Hermès, vol. 3, n° 5, septembre 1999.
- Bouchon-Meunier B. – *La logique floue et ses applications*. Addison Wesley, Amsterdam, 1995, p. 84-92.
- Bouadér E. – *Conduite du diagnostic et évaluation des collecteurs des infrastructures urbaines de l'assainissement*. Thèse de l'INSA de Lyon, 1998.
- Burlet J.-L., Bacconnet C., Boissier D., Gourves R. – Modeling of the snow cover variability with a gaussian stochastic field. *ICASP 8*, Sydney, R.E. Melchers et M.G. Stewart (eds), Balkema, 1999, p. 869-875.
- Chaigneau L., Boissier D., Bacconnet C., Gourves R. – Mesure *in situ* et estimation de la variabilité des sols. *Journées de l'école doctorale SPI*, Clermont-Ferrand, mars 2000.
- Chaigneau L. – *Caractérisation des milieux granulaires à l'aide d'un pénétromètre*. Thèse de l'Université Blaise-Pascal, Clermont-Ferrand, 2001.
- Courilleau E. – *Analyse statistique de données routières appliquée au développement de modèles de gestion de l'entretien*. Thèse de l'Université Blaise-Pascal, Clermont-Ferrand, 1997.
- Dubois D., Prade H. – Ranking fuzzy numbers in the sitting of possibility theory. *Information sciences* 30, Elsevier science publishing co., inc., New York, 1983, p. 183-224.
- Favre J.-L. – *Milieu continu et milieu discontinu ; mesure statistique indirecte des paramètres rhéologiques et approche probabiliste de la sécurité*. Thèse de doctorat es sciences, Université Paris VI, 1980.
- Gao L. – *Modèles probabilistes et possibilistes pour la prise en compte de l'incertain dans la sécurité des structures*. Thèse de l'ENPC, Paris, 1996.
- Gaouar M. – Approche fiabiliste de la stabilité des barrages en terre par simulation de champs aléatoires. Thèse de l'Université Blaise-Pascal, Clermont-Ferrand, 1997.
- Hasofer A.M., Lind N.C. – Exact and second invariant second moment code format. *Engineering mechanics division*, ASCE 100, 1974.
- Henry E., Boissier D., Boulemia C. – Une modélisation orientée objet adaptée aux différents contextes de conception des fondations de bâtiments. *Annales du bâtiment et des travaux publics* 4, septembre-octobre 1999, p. 37-46.
- Karnib A., Alhajjar J., Boissier D. – An expert system to evaluate the sensitivity of urban areas to the functioning failure of storm drainage networks. *Urban Water* 4, 2002, p. 43-51.
- Laffrechine K. – *Base de données urbaine pour la gestion des réseaux d'assainissement non visitables*. Thèse de l'université de Bordeaux I, CDGA, 1999.
- Lair J., Le teno J.F., Boissier D. – An approach for durability assessment of building systems. International conference on applied statistics. *ICASP 8*, Sydney, R.E. Melchers et M.G. Stewart (eds), Balkema, 1999, p. 285-290.
- Legendre A. – *Reconnaissance des sols de surface ; application à la scarification des sols*. Thèse de l'université Blaise-Pascal, Clermont-Ferrand, 2003.
- Lepetit L., Bacconnet C., Boissier D., Gourves R. – Geostatistical study of the chinese loess. *ICASP 8*, Sydney, R.E. Melchers et M.G. Stewart (eds), Balkema, 1999, p. 491-498.
- Lepetit L., Bacconnet C., Boissier D., Gourves R. – Étude d'une méthode de diagnostic des digues. *Annales du bâtiment et des travaux publics* 2, avril 2002, p. 67-73.
- Magnan J.-P. – *Les méthodes statistiques et probabilistes en mécanique des sols*. Presses des ponts et chaussées, Paris, décembre 1982.
- Matheron G. – *La théorie des variables régionalisées et ses applications*. École des Mines de Paris, 1970.
- Moussouteguy N., Breyse D., Chasagne P. – Diminution des incertitudes géotechniques par une meilleure reconnaissance de l'hétérogénéité du sol ; utilisation combinée des diagraphies instantanées et des essais pressiométriques. *JNFIAB 3*, Université de Bordeaux I, 2001.
- Peyras L., Royet P., Boissier D., Vergne A. – Évaluation de la criticité du vieillissement des barrages par la modélisation fonctionnelle. *1<sup>re</sup> conférence internationale Albert Caquot*, Presses des Ponts et chaussées, Paris, 2001.
- Peyras L., Royet P., Boissier D., Vergne A. – Diagnostic des dégradations des barrages : développement d'une méthodologie basée sur la modélisation fonctionnelle. *Annales du bâtiment et des travaux publics* 1, février 2002, p. 59-64.
- Rèche M., Vergne A., Lepert Ph. – Impact of maintenance treatment on pavement cracking models. *Fifth RILEM International Conference Cracking Pavement*, Limoges, 5-8 mai 2004.
- Semaan I., Boissier D., Boulemia C. – Possibilistic modelling of data in a soil campaign. *ICASP 8*, Sydney, R.E. Melchers et M.G. Stewart (eds), Balkema, 1999, p. 1115-1122.
- Shafer G. – *A mathematical theory of evidence*. Princeton University Press, 1976, 297 p.
- Zadeh L.A. – Fuzzy sets, information and control, 8, 1965, p. 338-353.
- Zeidan A.S. – *Démarche d'estimation des délais de réalisation d'un tunnel en site urbain*. Thèse de l'Université de Marne-la-Vallée, Champs-sur-Marne, 2002.

# Développement de l'Eurocode 7 « calcul géotechnique »

**R. FRANK**

CERMES (ENPC-LCPC)  
6 et 8, avenue Blaise-Pascal  
Cité Descartes  
Champs-sur-Marne  
77455 Marne-la-Vallée  
Cedex 2  
frank@cermes.enpc.fr

## Résumé

L'Eurocode 7 sur le calcul géotechnique est constitué de deux parties : les règles générales (partie 1) et la reconnaissance des terrains et les essais géotechniques (partie 2). Les normes expérimentales européennes (ENV) correspondantes sont parues dans les années 90. Leur conversion en normes européennes à part entière (EN) est maintenant pratiquement terminée. La partie 1 a été ratifiée et publiée en novembre 2004. En ce qui concerne la partie 2, il est prévu que le texte final soit disponible au début de 2006. Après une note historique et le rappel des échéances prévues, la présente communication donne le contenu, ainsi que les aspects principaux des deux normes. On décrit certains aspects d'intérêt particulier (valeurs caractéristiques, valeurs dérivées, vérifications des états limites ultimes pour les situations de projet durables et transitoires). Enfin, la liaison avec les travaux d'autres comités techniques Européens et internationaux dans le domaine géotechnique est résumée.

*Mots-clés* : Eurocode, calcul géotechnique, norme, fondations, soutènements, états limites, facteurs partiels.

# Development of Eurocode 7 « geotechnical design »

## Abstract

Eurocode 7 on Geotechnical design consists of two Parts : General rules (Part 1) and Ground investigation and testing (Part 2). The corresponding pre-standards ENVs were published in the 1990s. Their conversion into full European Norms (ENs) is now nearly completed. Part 1 has been ratified and published in November 2004. The final draft for Part 2 is expected early 2006. After a historical note and a list of the forthcoming deadlines, the main features and contents of the two standards are given. Some aspects of particular interest are described (characteristic values, derived values, ULS verifications in persistent and transient design situations). Liaisons with other European and international committees are summarised at the end.

*Key words* : Eurocode, geotechnical design, standard, norm, foundations, retaining structures, limit states, partial factors.

*NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1<sup>er</sup> mars 2006.*

## Introduction

Le système des normes « Eurocodes structureaux » est divisé en 10 Eurocodes (EN veut dire *European Norm*) :

- EN 1990 Eurocode : Bases du calcul des structures
- EN 1991 Eurocode 1 : Actions sur les structures
- EN 1992 Eurocode 2 : Calcul des structures en béton
- EN 1993 Eurocode 3 : Calcul des structures en acier
- EN 1994 Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton
- EN 1995 Eurocode 5 : Calcul des structures en bois
- EN 1996 Eurocode 6 : Calcul des structures en maçonnerie
- EN 1997 Eurocode 7 : Calcul géotechnique
- EN 1998 Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes
- EN 1999 Eurocode 9 : Calcul des structures en aluminium

Les Eurocodes structureaux sont des codes de calcul pour les bâtiments et les ouvrages de génie civil. Ils sont basés sur le calcul aux états limites utilisé avec la méthode des facteurs partiels.

A part l'EN 1990, tous les Eurocodes sont subdivisés en plusieurs parties.

Les Eurocodes 2, 3, 4, 5, 6 et 9 sont les Eurocodes de « matériaux », c'est-à-dire qu'ils s'adressent à un matériau donné. L'EN 1990 (Bases du calcul), l'Eurocode 1 (Actions), l'Eurocode 7 (Calcul géotechnique) et l'Eurocode 8 (Résistance aux séismes) s'adressent à toutes les constructions, quel que soit le matériau utilisé.

L'Eurocode 7 sur le calcul géotechnique comportait, à l'origine, trois parties. Ainsi, trois normes expérimentales (pré-normes ENV) furent publiées :

ENV 1997-1 – Partie 1 : Règles générales (1994; version française en 1996).

ENV 1997-2 – Partie 2 : Calcul sur la base d'essais en laboratoire (1999).

ENV 1997-3 – Partie 3 : Calcul sur la base d'essais en place (1999).

Les parties 2 et 3 sont maintenant regroupées en un seul document (pour la conversion en EN) qui s'intitule « Partie 2 : Reconnaissance des terrains et essais géotechniques ».

Cette communication résume les principaux aspects de l'Eurocode 7, sans rappeler les principes du calcul aux états limites et des facteurs partiels utilisés.

Dans la période récente, le développement de l'Eurocode 7 a été très étroitement lié à celui de l'EN 1990 : « Eurocode: Bases du calcul des structures », afin de parvenir à un traitement de l'interaction sol-structure acceptable par tous. Il faut mentionner, à cet égard, que l'EN 1990 a été ratifié en 2002 et publié par l'AFNOR en 2003 (CEN 2002).

## Historique de l'Eurocode 7 et échéances prévues

### Aperçu historique

Le premier groupe Eurocode 7, en charge de rédiger une norme européenne sur le calcul géotechnique, fut créé en 1981. Sous la Présidence de N. Krebs Ovesen (Danemark), il était composé de représentants des Comités nationaux de mécanique des sols et de géotechnique des pays membres de la Communauté Européenne. En 1981, la Communauté comprenait 10 pays : Allemagne, Belgique, Danemark, France, Grèce, Irlande, Italie, Luxembourg, Pays-Bas et Royaume-Uni. L'Espagne et le Portugal qui rejoignirent en 1986, l'Autriche, la Finlande et la Suède en 1995 et Chypre, l'Estonie, la Hongrie, la Lettonie, la Lituanie, Malte, la Pologne, la Slovaquie, la Slovénie et la République Tchèque en 2004, furent (ou seront) graduellement associés aux travaux d'élaboration et de mise en œuvre de l'Eurocode 7.

En 1987, un premier code modèle sur les règles générales pour le calcul géotechnique (correspondant à l'Eurocode 7 – Partie 1) fut publié (EC 7, 1990).

En 1989, la tâche d'établir des codes pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil fut transférée au CEN (Comité européen de normalisation) et le CEN/TC 250 (Comité technique 250) en charge de tous les Eurocodes fut créé. En particulier, le sous-comité 7 (SC7), est chargé de l'Eurocode 7.

Depuis janvier 2004, 28 organismes nationaux de normalisation sont membres à part entière du CEN : les organismes des 25 pays membres de l'UE et de 3 pays membres de l'AELE (l'Islande, la Norvège et la Suisse). Les organismes des autres pays d'Europe centrale et orientale sont membres « affiliés ».

N. Krebs Ovesen fut le premier Président du CEN/TC 250/SC 7 jusqu'en 1998. L'auteur fut le président du SC 7 de 1998 à 2004. Le président actuel est B. Schuppener (Allemagne).

En 1993, le SC 7 adopta la pré-norme ENV 1997-1 : « Calcul géotechnique – Partie 1 : Règles générales », préparée par le PT1 (*Project Team* équipe de projet n° 1). Le PT 1 était composé de N. Krebs Ovesen (animateur, Danemark), T. Orr (secrétaire, Irlande), F. Baguelin (France), W. Heijnen (Pays-Bas), E. Maranha das Neves (Portugal), B. Simpson (R.-U.) et U. Smolczyk (Allemagne). L'ENV 1997-1 fut officiellement publié en anglais en 1994 (CEN, 1994). Les versions allemande et française, les deux autres langues pour les publications du CEN, apparurent en 1995-1996.

Il était clair à cette époque que (beaucoup) de travail était encore nécessaire avant d'atteindre une norme européenne à part entière (EN) acceptable par tous les pays membres du CEN. Le WG1 (*Work Group* groupe de travail n° 1, avec 19 pays impliqués) commença le travail en janvier 1997, légèrement avant que le vote formel positif pour la conversion en EN soit obtenu (mai 1997).

Un autre élément important aida à obtenir un vote positif. Ce fut la reconnaissance par le CEN/TC 250 que le calcul géotechnique est un cas particulier qui ne peut

pas être comparé aux autres pratiques de calcul nécessaires à l'industrie de la construction. Les méthodes couramment utilisées varient d'un pays à l'autre et ne peuvent pas être harmonisées facilement, simplement parce que les géologies sont différentes et ont créé, fort logiquement, des traditions de calcul géotechnique différentes... Cette reconnaissance fut confirmée par la résolution adoptée par le TC 250 (Résolution N 87, réunion de Paris, 6 septembre 1996) : « Le CEN/TC 250 accepte le principe que l'EN 1997-1 puisse être consacré exclusivement aux règles fondamentales du calcul géotechnique et soit complété par des normes nationales ».

Le travail pour la conversion de l'ENV 1997-1 en l'EN 1997-1 « Calcul géotechnique – Partie 1 : Règles générales » est maintenant terminé. L'élaboration du nouveau document fut la tâche du PT 1, composé de U. Smolczyk (animateur, Allemagne), C. Bauduin (Belgique), G. Bosco (Italie), R. Driscoll (R.-U.), ainsi que de R. Frank et B. Schuppener (respectivement président et vice-président du SC 7 à l'époque). Le vote sur le document dans les trois langues du CEN (allemand, anglais et français) se déroula en 2004 et le document fut promulgué et publié par le CEN en novembre 2004 (CEN 2004a).

L'Eurocode 7 comportait à l'origine deux autres parties : la partie 2, dédiée au calcul géotechnique sur la base des essais en laboratoire et la partie 3, dédiée au calcul géotechnique sur la base des essais en place (*in situ*). Les PT 2 et PT 3 rédigèrent les ENV correspondantes (ENV 1997-2 et 1997-3) qui furent adoptées par le SC 7 en 1997. Ce travail fut accompli assez rapidement (1994 à 1996) et ne rencontra pas de sujet sérieux de controverse.

Ces pré-normes furent publiées en anglais en 1999 (CEN 1999a, 1999b) et en allemand et en français en 2000-2001. En 2001, les membres du CEN votèrent positivement pour leur conversion en EN. Les deux PT (SC 7/PT 2 et PT 3) en charge de la conversion commencèrent leur travail en 2002. L'animateur des deux PT est N. Foged (Danemark). Ils procédèrent à la fusion des deux documents et les premières versions pour l'EN 1997-2 : « Calcul géotechnique – Partie 2 : Reconnaissance des terrains et essais géotechniques » parurent en 2002 et 2003. La version finale est en cours de mise au point (CEN 2004b).

## 2.2

### Échéances à venir

En ce qui concerne la partie 2 (EN 1997-2, Calcul géotechnique – Reconnaissance des terrains et essais géotechniques), la version « finale » en anglais est prévue courant 2005. Les versions prêtes à aller au vote (en anglais, français et allemand) pourraient alors être disponibles fin 2005.

Les organismes nationaux de normalisation ont deux années, après publication et mise à disposition par le CEN, pour publier l'EN avec son Annexe nationale (dans la(les) langue(s) officielle(s) du pays). Ceci couvre non seulement le temps nécessaire pour la traduction (dans le cas des pays utilisant d'autres langues que l'anglais, l'allemand et le français), mais aussi ce que l'on appelle la « période d'étalonnage nationale » (pour fixer les paramètres à déterminer nationalement, pour adapter les dispositions nationales afin d'utiliser la partie d'Eurocode, etc.).

Alors commencera ce que l'on appelle la « période de coexistence » (avec les autres normes nationales). La durée de cette période est actuellement fixée à trois années maximum. En tout état de cause, pour un Eurocode donné, ou une partie d'Eurocode, la date de retrait de la (des) norme(s) nationale(s) couvrant le même sujet dépendra, en particulier, de l'état d'avancement des autres Eurocodes (ou parties d'Eurocodes) nécessaires pour calculer entièrement une structure selon la nouvelle approche des Eurocodes. Ainsi, on a défini des « paquets », c'est-à-dire des ensembles de différents Eurocodes (ou parties d'Eurocodes) et, en principe, ce n'est que quand un paquet est prêt en entier que l'on pourra retirer les normes nationales correspondantes. Il est actuellement prévu que les premiers paquets, incluant l'Eurocode 7 – Partie 1, soient ceux qui concernent les bâtiments en béton (Eurocode 2, paquet 2/1) et les bâtiments en acier (Eurocode 3, paquet 3/1).

Le statut « légal » des normes varie d'un pays à l'autre et il est évident que les autorités en charge de la réglementation dans chaque pays ont un rôle important à jouer pour imposer les Eurocodes. Ceci explique qu'un groupe de correspondants nationaux d'Eurocodes (ENC = *Eurocode National Correspondents*) ait été créé en 1999 par la Commission européenne. Ce groupe travaille en étroite coopération avec le CEN/TC 250. Il a rédigé un *Guidance Paper* pour coordonner la mise en œuvre des Eurocodes dans les règlements nationaux (Document Guide, CE 2003a). Par ailleurs, la Commission européenne a émis une recommandation forte aux pays membres les incitant à adopter les Eurocodes dans les réglementations nationales (CE 2003b).

## 3

### Contenu des documents

## 3.1

### Partie 1 : Règles générales

L'Eurocode 7 – Partie 1 est un document assez général qui ne donne que les principes du calcul géotechnique pour l'approche aux états limites. Ces principes concernent le calcul des actions géotechniques sur les structures (bâtiments et ouvrages de génie civil) et le calcul des éléments structuraux eux-mêmes en contact avec les sols (semelles, pieux, murs de soutènement, etc.). Des règles ou modèles précis de calcul, c'est-à-dire des formules précises ou des abaques, ne sont données que dans des annexes informatives. Comme déjà indiqué, la raison principale est que les méthodes de calcul en géotechnique diffèrent d'un pays à l'autre et qu'il n'était pas possible d'arriver à un consensus, surtout si beaucoup de ces méthodes ont encore besoin d'être étalonnées et adaptées au format des états limites...

Les discussions menées sous les auspices du TC 250/Sous-comité 7 pour la conversion de l'ENV 1997-1 en EN se sont surtout concentrées sur :

- la définition des valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques ;
- les combinaisons de charges pour vérifier les états limites ultimes en situations de projet durables et transitoires, c'est-à-dire les anciens cas A, B et C de l'ENV 1997-1 ;

- le traitement séparé des remblais et des pentes et l'insertion d'une section qui comprend l'ensemble des clauses sur la stabilité générale ;

- de nouvelles sections sur les ancrages et la rupture d'origine hydraulique, respectivement ;

- les préoccupations des pays du sud de l'Europe.

L'Eurocode 7 - Partie 1 comprend les sections suivantes (CEN 2004a):

Section 1 : Généralités

Section 2 : Bases du calcul géotechnique

Section 3 : Données géotechniques

Section 4 : Surveillance de l'exécution des travaux, suivi et entretien

Section 5 : Remblais, rabattement de nappe, amélioration et renforcement des terrains

Section 6 : Fondation superficielles

Section 7 : Fondations sur pieux

Section 8 : Ancrages

Section 9 : Ouvrages de soutènement

Section 10 : Rupture d'origine hydraulique

Section 11 : Stabilité générale

Section 12 : Remblais

Les sections 8 sur les ancrages, 10 sur la rupture d'origine hydraulique et 11 sur la stabilité générale sont nouvelles par rapport à la norme expérimentale de 1994 (ENV 1997-1).

Le document comporte également un certain nombre d'annexes, qui sont toutes informatives, sauf l'annexe A qui est normative (c'est-à-dire de caractère obligatoire). L'annexe A est importante car elle comporte l'ensemble des facteurs partiels (de sécurité) à appliquer pour la vérification des états limites ultimes en situations de projet durables et transitoires (combinaisons fondamentales), ainsi que les facteurs de corrélation pour déterminer les valeurs caractéristiques de la capacité portante des pieux. En revanche, les valeurs numériques de ces facteurs ne sont données qu'à titre de recommandation. Les valeurs exactes de ces facteurs seront fixées au niveau national par ce que l'on appelle l'Annexe nationale. Les autres annexes sont informatives (c'est-à-dire non obligatoires au sens normatif). Cependant, certaines d'entre elles contiennent des éléments intéressants qui pourraient être acceptés, dans un proche avenir, par la plupart des pays. La liste des annexes de l'EN 1997-1 est la suivante :

Annexe A (normative) : Facteurs partiels et de corrélation pour les états limites ultimes et valeurs recommandées.

Annexe B : Commentaires sur les facteurs partiels des approches 1, 2 et 3.

Annexe C : Exemples de procédures pour déterminer les valeurs limites de la pression des terres sur les murs verticaux.

Annexe D : Exemple de méthode analytique de calcul de la capacité portante.

Annexe E : Exemple de méthode semi-empirique pour l'estimation de la capacité portante.

Annexe F : Exemples de méthodes d'évaluation du tassement.

Annexe G : Exemple de méthode de détermination de la pression de contact présumée des fondations superficielles sur rocher.

Annexe H : Valeurs limites des déformations des structures et des mouvements des fondations.

Annexe J : Aide-mémoire pour la surveillance des travaux et le suivi du comportement des ouvrages.

L'Annexe nationale pourra rendre « normative(s) » une ou plusieurs des annexes « informatives », c'est-à-dire qu'elle pourra lui (leur) donner un caractère obligatoire dans le pays concerné.

## 3.2

### Partie 2 : Reconnaissance des terrains et essais géotechniques

Le rôle de cette partie de l'Eurocode 7, dédiée aux essais en laboratoire et en place, est de donner les exigences essentielles pour les appareillages et les procédures d'essais, pour la présentation des résultats, pour leur interprétation, ainsi que pour la dérivation des paramètres géotechniques pour le calcul. Elle est un complément aux exigences de la partie 1, permettant d'assurer une conception géotechnique sûre et économique.

Elle fait le lien entre les exigences de la partie 1, en particulier la Section 3 « Données géotechniques » et les résultats d'un certain nombre d'essais en laboratoire et en place.

Elle ne couvre pas la normalisation des essais géotechniques eux-mêmes. Un nouveau Comité technique (le TC 341) sur la reconnaissance et les essais géotechniques a précisément été créé par le CEN, afin d'établir les normes d'essais correspondantes. A cet égard, le rôle de la partie 2 de l'Eurocode 7 est « d'utiliser » et de se référer aux normes d'essais détaillées couvertes par le TC 341.

La version finale pour l'EN 1997-2, en cours de mise au point finale, comporte les sections suivantes (CEN 2004b) :

Section 1 : Généralités

Section 2 : Planification des reconnaissances de sites

Section 3 : Échantillonnage des sols et des roches et mesures hydrauliques

Section 4 : Essais en place dans les sols et les roches

Section 5 : Essais en laboratoire sur les sols et les roches

Section 6 : Rapport de reconnaissance des terrains

La section sur les essais en place dans les sols et dans les roches comprend :

- les essais de pénétration statique CPT (U) ;

- les essais pressiométriques PMT ;

- les essais dilatométriques dans les roches RDT ;

- les essais de pénétration standard SPT ;

- les essais de pénétration dynamique DP ;

- les essais de pénétration par charge WST ;

- les essais au scissomètre de chantier FVT ;

- les essais au dilatomètre plat DMT ;

- les essais de chargement à la plaque PLT.

La section consacrée aux essais en laboratoire sur les sols et les roches inclut :

- la préparation des échantillons ;

- la classification, l'identification et la description des sols ;

- les essais chimiques (sols et eau) ;

- les essais d'indice de résistance des sols ;
- les essais de résistance des sols ;
- les essais de compressibilité et de déformation des sols ;
- les essais de compactage des sols ;
- les essais de perméabilité des sols ;
- les essais de classification des roches ;
- les essais de gonflement des matériaux rocheux ;
- les essais de résistance des matériaux rocheux.

La manière d'établir et d'utiliser ce que l'on appelle les « valeurs dérivées » à partir des résultats d'essais est également abordée (voir § 4.3 ci-après). Le but des clauses est de donner des indications sur l'utilisation des exemples de modèles de calcul figurant dans les annexes de la partie 1. Ainsi, la partie 2 comprend un certain nombre d'annexes informatives avec des exemples précis de paramètres et de coefficients géotechniques utilisés couramment dans le calcul.

Comme dans le cas de la partie 1, les modèles de dérivation ou de calcul ne sont donnés qu'à titre d'exemples, mais il y a aussi un assez large accord pour leur utilisation future en Europe. Quoi qu'il en soit, ils donnent une image claire des approches qui existent sur le continent pour utiliser les résultats d'essais dans le calcul des structures géotechniques.

## 4

### Quelques aspects de l'Eurocode 7

#### 4.1

#### Formats de vérification

Les discussions sur les vérifications de la conception géotechnique se concentrent généralement sur les approches utilisant des calculs. Cependant, il faut noter que les calculs ne sont pas le seul moyen pour vérifier que les exigences fondamentales sont satisfaites.

L'Eurocode 7 – Partie 1 offre, en fait, plusieurs possibilités (clause 2.1 *in* EN 1997-1) :

- « 4) Il convient de vérifier les états limites par l'un ou par une combinaison des moyens suivants :
  - l'utilisation de calculs [...] ;
  - l'adoption de mesures prescriptives [...] ;
  - des modèles expérimentaux ou des essais de chargement [...] et
  - une méthode observationnelle [...]. »

Dans le système des Eurocodes, comme indiqué ci-dessus, la méthode de calcul prescrite est l'approche aux états limites utilisée avec la méthode des facteurs partiels. Les problèmes rencontrés dans les projets de géotechnique sont souvent dus à des raisons qui ne sont pas liées aux calculs ou à la conception. En ce qui concerne la pratique géotechnique, l'Eurocode 7 – Partie 1 mentionne également que (clause 2.4.1 *in* EN 1997-1) :

« 2) Il convient de considérer que la connaissance des conditions de terrain dépend de l'importance et de la qualité des reconnaissances géotechniques. Cette connaissance et le contrôle de la qualité de la réalisation des travaux sont plus importants pour satisfaire les exigences fondamentales que la précision des modèles de calcul et des facteurs partiels. »

## 4.2

### Valeurs caractéristiques

La « philosophie » actuelle, en ce qui concerne la définition des valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques, est contenue dans les paragraphes suivants de l'Eurocode 7 – Partie 1 (clause 2.4.5.2 *in* EN 1997-1) :

« 2) La valeur caractéristique d'un paramètre géotechnique doit être une estimation prudente de la valeur qui influence l'occurrence de l'état limite. »

« 7) [...] la valeur qui gouverne l'état limite est souvent la valeur moyenne d'un intervalle de valeurs couvrant une grande surface ou un grand volume de terrain. Il est recommandé que la valeur caractéristique soit une estimation prudente de cette valeur moyenne. »

Les méthodes statistiques ne sont mentionnées que comme une possibilité :

« 10) Si l'on utilise des méthodes statistiques [...], il convient que ces méthodes fassent la différence entre l'échantillonnage local et l'échantillonnage régional [...]. »

« 11) Si l'on utilise des méthodes statistiques, il convient que la valeur caractéristique soit déterminée de façon à ce que la probabilité calculée d'une valeur plus défavorable qui gouverne l'occurrence de l'état limite étudié ne dépasse pas 5 %.

*Note* : De ce point de vue, une estimation prudente de la valeur moyenne consiste à choisir la valeur moyenne d'un ensemble limité de valeurs du paramètre géotechnique avec un niveau de confiance de 95 % ; par rapport à une rupture locale, une estimation prudente de la valeur la plus faible est un fractile à 5 %.

Ceci provient du sentiment général, dans beaucoup de pays, que la valeur caractéristique d'un paramètre géotechnique ne peut pas être fondamentalement différente de la valeur qui est utilisée traditionnellement dans la plupart des projets (et qui l'est toujours). En effet, pour la majorité des projets, la reconnaissance géotechnique est telle qu'aucun traitement statistique sérieux des données ne peut être exécuté. Les méthodes statistiques sont, évidemment, utiles pour les très grands projets pour lesquels la quantité des données le justifie.

## 4.3

### Valeurs dérivées

Beaucoup d'essais géotechniques, en particulier les essais en place, ne permettent pas de déterminer directement des paramètres ou des coefficients géotechniques de base, par exemple des paramètres de résistance et de déformation. A défaut, des valeurs de ces paramètres et coefficients doivent être dérivées en utilisant des relations théoriques ou des corrélations empiriques.

Le concept de valeurs dérivées avait été introduit dans l'ENV 1997-3 (CEN 1999b), de manière à donner un statut aux corrélations et aux méthodes couramment utilisées pour obtenir, tant à partir des résultats d'essais en place qu'à partir des résultats d'essais en

laboratoire, des paramètres géotechniques et des coefficients qui entrent directement dans le calcul. On vise principalement leur utilisation dans le calcul des pieux et des fondations superficielles tel qu'il est élaboré dans les annexes D, E, F et G de l'Eurocode 7 – Partie 1.

Les valeurs dérivées sont définies dans l'Eurocode 7 – Partie 2 (CEN 2004b) de la manière suivante :

« Les valeurs dérivées de paramètres ou coefficients géotechniques sont obtenues à partir des résultats d'essais, par théorie, corrélation ou empirisme. »

En ce qui concerne les résultats d'essais en place, le paramètre géotechnique obtenu est soit une donnée à entrer dans un modèle analytique (ou indirecte), soit un coefficient à utiliser dans une méthode semi-empirique (ou directe) de calcul d'une fondation.

Les valeurs dérivées d'un paramètre géotechnique servent alors comme données pour estimer la valeur caractéristique de ce paramètre au sens de l'Eurocode 7 – Partie 1 (clause 2.4.5.2 de l'EN 1997-1) et, ensuite, sa valeur de calcul en appliquant le facteur partiel de sécurité (facteur sur la propriété du matériau).

#### 4.4

### Vérifications aux ELU en situations de projet durables et transitoires

Les états limites ultimes (ELU) qu'il convient de vérifier sont définis de la manière suivante dans l'Eurocode 7 – Partie 1, en cohérence avec l'Eurocode: Bases du calcul des structures (CEN 2002) (clause 2.4.7.1 in EN 1997-1):

« 1) Il est nécessaire de vérifier que les états limites suivants ne sont pas dépassés, lorsqu'ils sont pertinents :

– perte d'équilibre de la structure ou du terrain, considéré comme un corps solide dans lequel les résistances des matériaux (de la structure ou du terrain) n'apportent pas de contribution significative à la résistance (EQU) ;

– rupture interne ou déformation excessive de la structure ou d'éléments de structure, tels que les semelles, les pieux ou les murs de sous-sol, dans lesquels la résistance des matériaux de la structure contribuent significativement à la résistance (STR) ;

– rupture ou déformation excessive du terrain, dans lequel la résistance des sols ou des roches contribue de façon significative à la résistance (GEO) ;

– soulèvement global de la structure ou du sol provoqué par la pression de l'eau (poussée d'Archimède) ou par d'autres actions verticales (UPL) ;

– soulèvement local du sol, érosion interne ou érosion régressive du terrain, sous l'effet des gradients hydrauliques (HYD).

*Note* : L'état limite GEO est souvent critique pour la détermination des dimensions des éléments de structure dans les fondations et les soutènements et parfois critique pour la résistance des éléments de structure. »

Le débat à l'intérieur du SC 7 ces dernières années à propos du format de vérification des ELU en situations de projet durables et transitoires concernait les états limites GEO et STR (*Note*: les situations de projet durables et transitoires couvrent toutes les situations de projet ELU, sauf les situations de projet accidentelles et sismiques; les combinaisons d'actions à utili-

ser dans ces situations de projet sont souvent appelées combinaisons « fondamentales », voir EN 1990, CEN 2002). Ce débat provient de la formulation dans l'ENV 1997-1 (CEN 1994) qui impliquait que les ELU dans les situations de projets durables et transitoires devaient être vérifiés pour deux formats de combinaisons d'actions, c'est-à-dire pour les Cas B et C, tels qu'on les appelait à l'époque. Le cas B était destiné à vérifier l'incertitude sur les charges provenant de la structure, et le cas C l'incertitude sur la résistance du terrain. Certains géotechniciens étaient favorables à cette double vérification, mais d'autres préféraient n'avoir à utiliser qu'un seul format de combinaisons d'actions (pour plus de détails voir par exemple : Frank et Magnan, 1999).

L'accord obtenu avec le TC 250 chargé de l'Eurocode : Base de calcul des structures (EN 1990), ainsi qu'à l'intérieur du TC 250 /SC 7 lui-même, a ouvert la voie à trois approches de calcul. Le choix est laissé à l'appréciation nationale, c'est-à-dire que chaque pays devra choisir l'approche de calcul à utiliser pour chaque type de structure géotechnique (fondations superficielles, fondations sur pieux, ouvrages de soutènement, stabilité des pentes).

D'une manière générale, pour vérifier les ELU dans les situations de projet durables et transitoires, trois ensembles de facteurs partiels à appliquer aux valeurs caractéristiques des actions sont introduits dans l'EN 1990 : l'ensemble A, l'ensemble B et l'ensemble C :

– l'ensemble A est utilisé pour vérifier l'équilibre statique de la structure (EQU) ;

– l'ensemble B concerne le calcul des éléments structuraux (STR) qui n'implique pas les actions géotechniques ;

– les ensembles B et C concernent le calcul des éléments structuraux qui implique les actions géotechniques et la résistance du terrain (STR/GEO).

Les tableaux I, II et III donnent, d'une manière simplifiée, les valeurs recommandées pour les bâtiments pour les ensembles A, B et C, issues des tableaux A1.2 (A), A1.2 (B) et A1.2 (C) de l'EN 1990 (CEN 2002). Les valeurs recommandées qui sont données peuvent être modifiées nationalement.

Pour STR/GEO, les trois approches de calcul sont les suivantes (clause A1.3.1 in EN 1990, CEN 2002) :

« 5) Il convient de vérifier le dimensionnement des éléments structuraux (semelles, pieux, murs de soubassement, etc.) (STR) soumis à des actions géotechniques, et la résistance du terrain (GEO, voir 6.4.1), en utilisant

**TABLEAU I** Facteurs partiels pour les actions dans le cas des bâtiments et valeurs recommandées (ensemble A).

Partial factors for actions in the case of buildings and recommended values (Set A).

Action	Symbole	Valeur
Actions permanentes :		
– défavorables	$\gamma_{G,sup}$	1,10 <sup>(1)</sup>
– favorables	$\gamma_{G,inf}$	0,90 <sup>(1)</sup>
Actions variables :		
– défavorables	$\gamma_Q$	1,50

(1) Alternativement, la partie favorable peut être multipliée par  $\gamma_{G,inf} = 1,15$  et la partie défavorable par  $\gamma_{G,sup} = 1,35$ .

**TABEAU II** Facteurs partiels pour les actions dans le cas des bâtiments et valeurs recommandées (ensemble B).

Partial factors for actions in the case of buildings and recommended values (Set B).

Action	Symbole	Valeur		
		Eq. (6.10)	Eq. (6.10a)	Eq. (6.10b)
Actions permanentes :				
– défavorables <sup>(1)</sup>	$\gamma_{G,sup}$	1,35	1,35	1,15 <sup>(2)</sup>
– favorables <sup>(1)</sup>	$\gamma_{G,inf}$	1,00	1,00	1,00
Actions variables :				
– défavorables	$\gamma_Q$	1,50	$1,5\psi_0$	1,50

(1) toutes les actions permanentes d'une même origine sont multipliées par  $\gamma_{G,sup}$  ou par  $\gamma_{G,inf}$

(2) la valeur de  $\xi$  est 0,85 de sorte que  $\xi\gamma_{G,sup} = 0,85 \times 1,35 = 1,15$ .

Note 1. Le choix entre 6.10, ou 6.10a et 6.10b, sera dans l'Annexe nationale. Note 2.  $\gamma_{G,s}$  et de  $\gamma_Q$  peuvent être subdivisées en  $\gamma_{G,r}$ ,  $\gamma_{G,i}$  et  $\gamma_{G,se}$  facteur d'incertitude de modélisation. Une valeur  $\gamma_{se} = 1,15$  est recommandée.

**TABEAU III** Facteurs partiels pour les actions dans le cas des bâtiments et valeurs recommandées (ensemble C).

Partial factors for actions in the case of buildings and recommended values (Set C).

Action	Symbole	Valeur
Actions permanentes :		
– défavorables	$\gamma_{G,sup}$	1,00
– favorables	$\gamma_{G,inf}$	1,00
Actions variables :		
– défavorables	$\gamma_Q$	1,30

l'une des trois approches suivantes complétées, pour les actions géotechniques et les résistances, par l'EN 1997 :

– *Approche 1.* Application, dans des calculs séparés, de valeurs de calcul provenant du tableau A1.2 (C) et du tableau A1.2 (B) aux actions géotechniques, aussi bien qu'aux autres actions appliquées à la structure ou en provenance de celle-ci. Dans des cas courants, le dimensionnement des fondations est régi par le tableau A1.2 (C) et la résistance structurale est régie par le tableau A1.2 (B).

*Note :* Dans certains cas, l'application de ces tableaux est plus complexe, voir l'EN 1997.

– *Approche 2.* Application de valeurs de calcul provenant du tableau A1.2 (B) aux actions géotechniques ainsi qu'aux autres actions appliquées à la structure ou en provenance de celle-ci ;

– *Approche 3.* Application de valeurs de calcul provenant du tableau A1.2 (C) aux actions géotechniques et, simultanément, application de valeurs de calcul du tableau A1.2 (B) aux autres actions appliquées à la structure ou en provenance de celle-ci.

*Note :* L'utilisation de l'approche 1, 2 ou 3 est choisie dans l'Annexe nationale. »

En d'autres termes, l'approche de calcul 1 correspond à la double vérification de l'ENV 1997-1 (vérification B + C) et les approches de calcul 2 et 3 sont des nouvelles procédures qui utilisent un seul format de combinaisons d'actions. En ce qui concerne la résis-

tance géotechnique, l'approche 2 utilise des facteurs sur la résistance globale du terrain (*resistance factors*), tandis que l'approche 3 utilise des facteurs sur les propriétés élémentaires du matériau sol ou roche (*material factors* = pondération à la source).

L'Annexe nationale à l'EN 1997-1, propre à chaque pays, indiquera le choix qui est retenu en ce qui concerne l'approche de calcul.

Le tableau IV donne le lien entre les ensembles B et C et les ensembles correspondants pour la résistance géotechnique : ensembles G1 (B), G1 (C), G2 et G3. Ces ensembles sont définis dans l'annexe A de l'Eurocode 7 – Partie 1. Comme indiqué plus haut, l'annexe A donne également des valeurs recommandées pour les facteurs partiels ; ces valeurs pourraient être choisies différemment par l'Annexe nationale.

Plus de détails sur l'utilisation des trois approches de calcul traitées au travers de plusieurs exemples pourront être trouvées, par exemple, dans Frank *et al.* (2004).

**TABEAU IV** États limites STR/GEO.

Ensembles de facteurs partiels à utiliser selon l'EN 1990 et l'EN 1997-1. STR/GEO limit states. Sets of partial factors to be used according to EN 1990 and EN 1997-1.

Approche	Actions sur/ provenant de la structure	Actions géotechniques	Résistances géotechniques
1	B C	B C	G1 (B) G1 (C)
2	B	B	G2
3	B	C	G3

## 5

### Liaisons

A l'intérieur du système des Eurocodes lui-même, il y a, évidemment, beaucoup de liens entre les différents Eurocodes ou parties d'Eurocodes. L'Eurocode 7 sur le Calcul géotechnique est plus particulièrement lié à :

– l'EN 1990 : « Eurocode : Bases du calcul des structures », qui définit les différents états limites et les situations de projet à vérifier, et donne les règles générales pour prendre en compte les actions appliquées à la structure ou en provenance de celle-ci et les actions géotechniques ;

– l'ENV 1998-5 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes. Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques.

Les autres comités techniques du CEN, qui élaborent des normes intéressant l'Eurocode 7, et pour lesquelles une coordination doit être assurée sont :

– le CEN/TC 341 sur la « Reconnaissance et essais géotechniques », mentionné précédemment ;

– le CEN/TC 288 sur l'« Exécution des travaux géotechniques » ;

– le CEN/TC 189 sur les « Produits géotextiles » ;

– le CEN/TC 227 sur les « Produits routiers ».

En ce qui concerne l'ISO, une liaison forte est maintenue avec l'ISO/TC 182 sur la « Géotechnique », en particulier :

-l'ISO/TC 182/SC 1 « Reconnaissance des terrains et essais géotechniques » ;

-l'ISO/TC 182/SC 3 « Fondations, ouvrages de soutènement et ouvrages en terre ».

L'accord de Vienne entre le CEN et l'ISO étant appliqué, le CEN/TC 182/SC 1 travaille actuellement sur l'identification et la classification des sols et des roches et le CEN/TC 341 joue un rôle passif. En ce qui concerne la reconnaissance et les essais, c'est l'inverse : le TC 341 y travaille actuellement et le TC 182/SC1 est passif.

6

## Conclusion

Le travail d'élaboration d'un cadre commun pour le calcul géotechnique à travers l'Europe, c'est-à-dire l'Eurocode 7, a commencé il y a près de 25 années.

Étant donné le progrès récemment accompli, on est maintenant assuré que les normes ou codes correspondants seront très prochainement disponibles.

Quel que soit le statut futur de l'Eurocode 7 dans les différents pays, il sera un outil important pour le secteur de la construction. Il est destiné à être un outil pour aider les ingénieurs géotechniciens européens à parler le même langage et tout autant un outil nécessaire au dialogue entre les ingénieurs géotechniciens et les ingénieurs des structures.

L'Eurocode 7 aide à la promotion de la recherche. Manifestement, il pousse à s'interroger sur la pratique du dimensionnement géotechnique actuel, de la reconnaissance des terrains jusqu'aux modèles de calcul.

Nous pensons qu'il sera également très utile à beaucoup d'ingénieurs géotechniciens et ingénieurs des structures à travers le monde, pas uniquement en Europe.

## Bibliographie

- CE (2003a) – *Guidance Paper L. Application and use of the Eurocodes*, ref.: Construct 03/629 Rev. 1, European Commission, Brussels, 27 November 2003, 38 p.
- CE (2003b) – Commission recommendation of 11 December 2003 on the implementation and use of Eurocodes for construction works and structural construction products (2003/887/EC), *Official Journal of the European Union*, 19/12/2003, EN, L 332/62 & 63.
- CEN 1994 – *Eurocode 7, Part 1: Geotechnical Design – General Rules*. Pre-standard ENV 1997-1. European Committee for Standardization (CEN), Brussels. Version française : *Eurocode 7 – Calcul géotechnique – Partie 1 : Règles générales* (et document d'application nationale), XP ENV 1997-1, AFNOR, décembre 1996.
- CEN (1999a) – *Eurocode 7, Part 2: Geotechnical Design – Geotechnical Design assisted by Laboratory Testing*. Pre-standard ENV 1997-2. European Committee for Standardization (CEN): Brussels. Version française : *Eurocode 7 – Calcul géotechnique – Partie 2 : Calcul sur la base d'essais en laboratoire*, XP ENV 1997-2, AFNOR, juillet 1999.
- CEN (1999b) – *Eurocode 7, Part 3: Geotechnical Design – Geotechnical Design assisted by Field Testing*. Pre-standard ENV 1997-3. European Committee for Standardization (CEN): Brussels. Version française : *Eurocode 7 – Calcul géotechnique – Partie 3 : Calcul sur la base d'essais en place*, XP ENV 1997-3, AFNOR, mai 1999.
- CEN 2002 – *Eurocode: Basis of structural design*. European standard, EN 1990:2002. European Committee for Standardization (CEN), Brussels. Version française : *Eurocodes structureaux. Bases de calcul des structures*, NF EN 1990:2003, mars 2003 et *Annexe nationale à la NF 1990*, NF P 06-100-2, AFNOR, juin 2004.
- CEN (2004a) – *Eurocode 7 Calcul géotechnique – Partie 1: Règles générales*, Comité européen de normalisation (CEN), Bruxelles, novembre 2004, 175 p.
- CEN (2004b) – *Eurocode 7 – Part 2: Geotechnical design – Ground investigation and testing*. prEN 1997-2, final draft under editing, doc. nr. CEN/TC 250/SC 7/N 381, European Committee for Standardization (CEN), Brussels, September 2004, 162 p.
- EC 7 – *Eurocode 7: Geotechnics*. Preliminary draft for the European Communities, Geotechnik, 1990/1.
- Frank R., Bauduin C., Driscoll R., Kavvadas M., Krebs Ovesen N., Orr T., Schuppenner B. – *Designer's guide to EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnical design – General rules*, Thomas Telford, London, 2004, 216 p.
- Frank R., Magnan J.-P. – Quelques réflexions sur la vérification des états limites ultimes suivant l'Eurocode 7. Workshop on the Eurocodes, *Comptes rendus 12<sup>e</sup> Congrès européen de mécanique des sols et de géotechnique*, Amsterdam, 7-10 juin 1999, vol. 3, p.2179-2183.

# Extension du port de la Condamine à Monaco Confortement des sols en place et des remblais sous-marins

**H. FARHAT**

Arcadis  
Centre Gvio, bât. D3  
Impasse Paradou  
13009 Marseille  
hfarhat@arcadis-fr.com

**J. ROBERT**

Arcadis  
18, rue Troyon  
92310 Sèvres  
jrobert@arcadis-fr.com

**P. BERTHELOT**

Bureau Veritas  
BP 76000  
13792 Aix-en-Provence  
Cedex 3  
patrick.berthelot@fr.  
bureauveritas.com

## Résumé

Sont présentés dans cet article les techniques mises en œuvre et les résultats des améliorations des sols en place et des remblais dans le chantier de l'extension du port de la Condamine dans la principauté de Monaco. Ces techniques ont permis de maîtriser les tassements sous les caissons et, surtout, sous le caisson de culée, destiné à recevoir une digue semi-flottante.

*Mots-clés* : Eurocode, calcul géotechnique, norme, fondations, soutènements, états limites, facteurs partiels.

# Extension of the Port of Monaco Consolidation of the existing soils and the submarines backfills

## Abstract

The following paper describe the techniques as well as the results obtained from the soil improvements adapted to the existing soils and the backfills for the extension of the port of Monaco. These constructions techniques permitted us to master the soil settlement under the caissons (boxes).

*Key words* : Eurocode, geotechnical design, standard, norm, foundations, retaining structures, limit states, partial factors.

*NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1<sup>er</sup> mars 2006.*

## Introduction

L'extension du port de la Condamine, à Monaco, par la mise en place d'une digue semi-flottante de 360 m de longueur, a nécessité la réalisation d'un terre-plein, d'un hectare environ, au pied du fort Antoine.

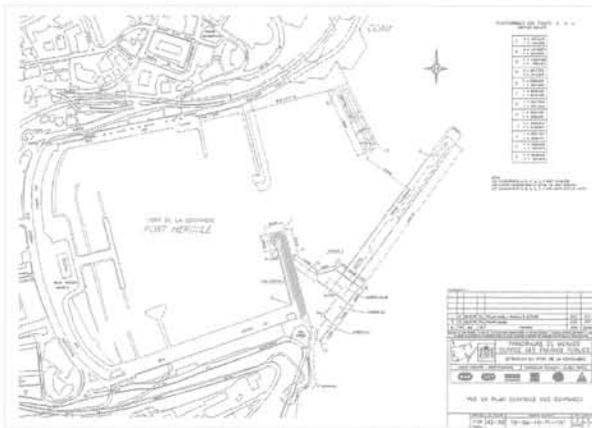


FIG. 1 Vue en plan des ouvrages.

Ce terre-plein est constitué par remblaiement, à l'abri de caissons géants, dont les hauteurs vont de 10 m à 30 m (caisson « culée »).

La mise en œuvre des caissons et du terre-plein a nécessité les travaux suivants :

- le dragage des fonds marins médiocres (vases) ;
- le remblaiement par voie maritime, jusqu'à 30 m de profondeur, soit une hauteur maximale de remblai de 18 m ;
- le vibrocompactage des remblais ;
- la pose des caissons préfabriqués ;
- l'injection solide des terrains en place, pour le caisson « culée », traitement à partir du toit du caisson par des réservations et des tubes guides spécialement aménagés ;
- le ballastage solide des caissons.

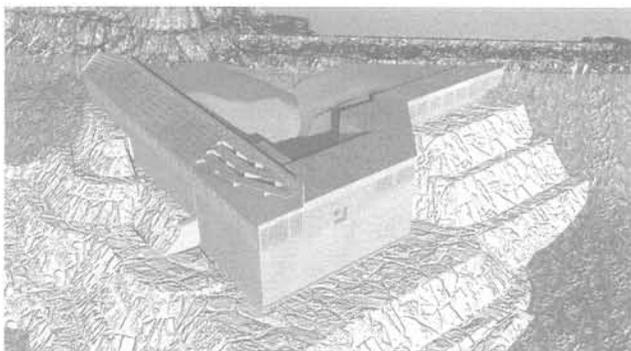


FIG. 2 Vue des remblais et des caissons (modèle numérique).

Les travaux ont démarré au début de l'année 2000. Le caisson « culée » a été posé en juillet 2001. La digue semi-flottante a été connectée en septembre 2002.

Dans ce qui suit, seront présentées les phases de vibrocompactage des remblais et de l'injection solide des sols en place.

## Vibrocompactage des remblais

### Aspect théorique

Il s'agit d'un serrage du matériau par vibration (Debats et Sims, 1995) et donc d'une diminution de l'indice des vides ( $e$ ) et d'une augmentation de la densité relative ( $D_r$ ) :

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

L'évaluation de l'efficacité du traitement nécessite :

- des mesures au pénétromètre statique avant et après compactage avec utilisation des lois de corrélation entre la résistance de pointe  $q_c$  et la densité relative  $D_r$  :

$$D_r = 98 + 66 \log_{10} \frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_{v0}}} \quad (\text{Lunne et Christoffersen, 1985})$$

- des mesures du tassement induit par le compactage :

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

### Description et résultats du traitement

Les remblais sont constitués d'un matériau en concassé calcaire de granulométrie 20/180 mm. La hauteur maximale du remblai à traiter est de 18 m. La technique de vibrocompactage est normalement utilisée dans des matériaux plus fins : sables, sables et graviers. Compte tenu du manque d'expérience pour ce type de matériaux et de la grande hauteur de remblais à traiter, il était indispensable de valider cette technique dans une planche d'essai sur terre. Et ce, d'autant plus, que les essais de contrôle avant et après traitement sur site sont très onéreux.

#### La planche d'essai

Fouille remblayée de 10 m x 20 m et 11 m de profondeur ;

Vibreux : aiguille V23 ; poids 22 kN ; diamètre : 35 cm ; remontée par passes de 0,5 m ;

Maille de traitement : maille triangulaire 3,1 m x 3,1 m.



FIG. 3 Planche d'essai, vibreur V23.

Résultats des essais avant et après traitement	Avant	Après
Résistance de pointe $q_c$	2 à 3 MPa	7 à 20 MPa
Densité relative $D_r$	42 %	76 %
Tassement		93 cm (8,45 %)

### 2.2.2

#### Le chantier

- Traitement à partir d'une barge flottante (Fig. 4) ;
- Même maille triangulaire que la planche d'essai ;
- Implantation des points de traitement par DGPS ;
- Mesures des niveaux de plate-forme avant et après par bathymétrie de précision (plusieurs passages au droit du même profil).

Résultats ont donné :

- un tassement de 6 à 9 % ;



FIG. 4 Vibrocompactage en mer et clapage.

- des mesures par pénétromètre statique à partir du caisson culée :  $q_c = 5$  à 50 MPa.

Les valeurs très élevées de  $q_c$  peuvent être expliquées par le fait que les mesures ont été effectuées après la phase d'injection solide.

Le vibrocompactage a permis la pose des caissons en toute sécurité. Son efficacité a été confirmée lors de la phase suivante de traitement par injections solides.

## 3

### Injections solides

#### 3.1

#### Description de la technique

La technique, apparue en France dans les années 80 (Vezhinet *et al.*, 1996 ; Deniau et Farhat, 1997), consiste à incorporer dans le sol un mortier à haute pression (pression allant jusqu'à 5 MPa), le but étant de repousser le terrain autour d'un forage induisant ainsi un compactage horizontal. D'ailleurs, la technique est appelée également « compactage statique horizontal ».

Cette technique est bien adaptée aux terrains lâches et de forte perméabilité. En revanche dans les terrains fins, type argiles ou limons, les déformations se font à volume constant, ce qui induit des soulèvements sans compactage.

D'un point de vue théorique, les contraintes appliquées sur le terrain restent mal connues, car faisant partie du domaine des grandes déformations.

En début d'incorporation, pour des déformations dans le domaine élastique, le champ de contraintes induit par l'expansion de la cavité peut être assimilé à celui d'un essai pressiométrique. Il s'agit d'un champ déviatorique (cisaillement pur). Pour ce type de sollicitation les variations de volume se font par dilatance (terrains compacts) ou par contractance (terrains lâches).

Au-delà et à grandes déformations, il est probable que les sollicitations engendrent une augmentation de la contrainte moyenne induisant, ainsi, un compactage du terrain.

Plusieurs points d'interrogation sur les phénomènes qui accompagnent l'incorporation persistent à ce jour. Ces points méritent des approfondissements qu'il n'est pas possible de traiter dans le présent article.

#### 3.2

#### Caractéristiques du traitement

Le but du traitement par injection solides était d'améliorer les caractéristiques des terrains en place et, plus particulièrement, des terrains superficiels qui n'ont pas été dragués pour des raisons d'accessibilité du bateau de dragage (zone non purgée, voir Fig. 5).

Il était prévu, également, de réaliser l'injection solide dans les remblais, déjà vibrocompactés, en guise de validation du traitement par vibrocompactage.

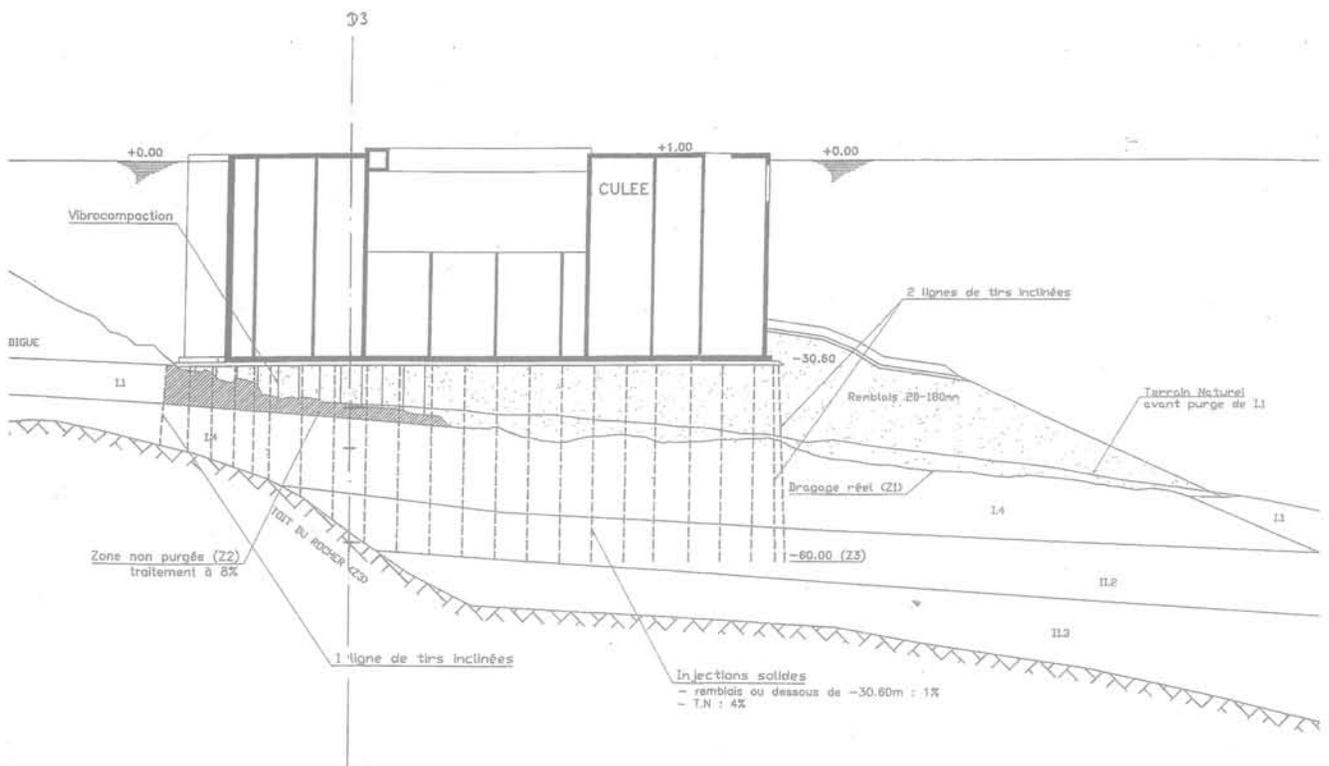


FIG. 5 Coupe géotechnique et forages d'injection solide au droit de la culée.

Les injections ont été effectuées depuis la surface de la culée (Fig. 6) à travers des réservations prévues à cet effet. La maille prévue initialement était la suivante :

- forages primaires : 4,8 m x 4,8 m ;
- forages secondaires : 3,4 m x 3,4 m ;
- forages tertiaires : 2,4 m x 2,4 m (prévus uniquement dans la zone non purgée).

La formulation du mortier et les critères de traitement (pression et volume de mortier) ont été ajustés après des essais préalables et même en cours de chantier. Sans détailler ces critères, l'efficacité du traitement a été rendue possible grâce à un suivi strict et très précis des travaux en temps réel. Les essais et les contrôles suivants ont été réalisés pendant les travaux d'injection :

- forages carottés préalables et essais pressiométriques avant et après traitement par secteur ;
- enregistrement des paramètres de forages et analyse des résultats avant injection ;
- analyse des paramètres d'injection et plus particulièrement ceux des forages primaires qui ont permis de bien caractériser le terrain et d'orienter la suite des traitements.

Ainsi ce suivi a conduit à :

- raccourcir des forages dans les zones naturellement compactes en profondeur ;
- supprimer des forages secondaires (secteurs où les forages primaires ont montré sur des hauteurs importantes des refus en pression de 3 à 5 MPa) ;
- réaliser des forages tertiaires dans les secteurs où les

forages secondaires ont donné des pressions d'incorporation inférieures à 1 MPa.

### 3.3

## Résultats du traitement

Au total 328 forages ont été réalisés au droit de la culée, dont :

- 181 forages primaires ;
- 102 forages secondaires ;
- 45 forages tertiaires ;



FIG. 6 Injections solides à partir de la surface de la culée.

- Avec les taux d'incorporation suivants :
- 1,47 % dans les remblais vibrocompactés ;
  - 5,89 % dans les terrains superficiels médiocres non purgés : vases, limons, blocs (faciès I.1)
  - 1,07 % dans les silts et limons (faciès I.4 et II.2).

Dans les remblais, les volumes incorporés se concentrent en surface immédiatement sous le radier du caisson. Il s'agit, par endroits, de petits vides localisés dus à des irrégularités dans la surface du remblai. Les injections ont donc permis de combler ces vides et d'assurer un bon contact du radier au terrain. Ailleurs, dans les remblais, les volumes incorporés sont restés négligeables ce qui prouve l'efficacité du vibrocompactage réalisé en phase précédente.

C'est dans les terrains médiocres non purgés que les taux d'incorporation ont été les plus élevés, et c'est dans ces terrains que l'amélioration des caractéristiques mécaniques a été la plus sensible.

On constate, dans les essais pressiométriques, qu'aucun module n'est inférieur à 8 MPa et qu'aucune pression limite n'est inférieure à 1 MPa. Ces deux valeurs sont très significatives, car il est souvent constaté, dans les chantiers d'injection solide, que le module, dans les terrains médiocres après traitement, est souvent aux alentours de 8 MPa. Autre constatation, la pression limite de 1 MPa constitue une limite au-delà de laquelle des montées brusques en pression et donc des refus sont constatés pendant l'incorporation.

L'analyse à rebours des tassements mesurés du caisson culée, en prenant en compte les phases réelles de traitement et de ballastage, montre que le module élastique des terrains superficiels (module œdométrique) peut être estimé de l'ordre de 5 MPa avant traitement et de 15 MPa après traitement. Ces deux valeurs sont en concordance avec les valeurs des essais *in situ* (Tableau I).

TABLEAU I Caractéristiques mécaniques des terrains médiocres non purgés mesurées *in situ*.

	Avant traitement	Après traitement
Résistance de pointe $q_c$	Environ 2 MPa	3 à 10 MPa
Modules pressiométriques	de 3,5 à 8,9 MPa	8,2 à 10,1 MPa
Pressions limites	de 0,86 à 1,44 MPa	1,06 à 1,54 MPa

#### 4

## Tassements des ouvrages

La figure 7 donne, sur le plan des ouvrages, les valeurs de tassement mesurées fin août 2003. Elle indique également les valeurs estimées par calcul.

On constate que :

- pour le caisson culée (C30), dont la position finale était primordiale pour la connexion de la digue semi-flottante, les tassements mesurés sont du même ordre que ceux calculés. La cote finale au droit de la digue est à + 1,03 NGM pour + 1,00 prévue au projet. Cette différence de 3 cm intègre à la fois la précision sur le nivellement de l'assise du caisson (sous 30 m d'eau) et celle sur le tassement prévisible pris en compte dans le calage en surélévation de la plate-forme. Il s'agit donc d'une excellente prévision ;

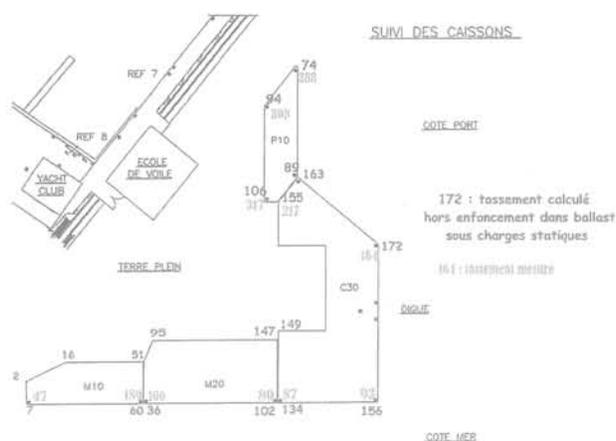


FIG. 7 Valeurs de tassement (en mm).

- pour les caissons P10 et M10, les tassements réels sont supérieurs aux tassements calculés. Les tassements du caisson M10 ont été aggravés par plusieurs tempêtes. Or, les tassements calculés de la figure 7 sont simplement ceux déduits des charges statiques. Les calculs sous l'effet de houle donnent un tassement supplémentaire de 10 à 30 mm. Concernant le caisson P10, il est probable que les caractéristiques des terrains sous-jacents et, surtout, ceux du corps de l'ancienne digue ont été surestimées.

Les courbes de tassement à fin août 2003 confirment la stabilisation des caissons.

#### 5

## Conclusion

Les travaux de confortement décrits dans cet article ont été réussis grâce à la maîtrise de toutes les étapes du projet. Au stade des études préalables, le choix des techniques de confortement des sols est une étape délicate, car ces techniques dépendent de nombreux facteurs : nature du sol, conditions du site, exigence en terme de stabilité et de tassement des ouvrages, etc. En phase travaux, le suivi d'exécution est primordial. Ce suivi doit être réalisé rigoureusement et en temps réel. Le chargé du suivi doit analyser quasiment tous les jours les résultats des traitements, et avoir un dialogue permanent avec l'entreprise pour évaluer ces résultats et orienter la suite des travaux.

### Participants au projet

Le bon déroulement des travaux est à mettre à l'actif de tous les intervenants dans ce projet. Tout d'abord le maître d'ouvrage : le Service des travaux publics de la principauté de Monaco, qui a été réceptif aux techniques proposées par le maître d'œuvre, parmi lesquelles la technique d'injection solide qui a été largement développée dans les années 80 sur les chantiers de confortement des terrains du quartier de Fontvieille, à Monaco.

Ensuite le maître d'œuvre (Doris engineering), son conseiller en géotechnique (Arcadis-EEG Simecsol) et le contrôleur technique (Bureau Veritas).

Et, enfin, le groupement d'entreprises (Bouygues Off-Shore) et ses sous-traitants des travaux de fondations spéciales (Intrafor et Soletanche Bachy).

## Bibliographie

---

- Debats J.M., Sims M. – La vibroflotation dans les terrains gagnés sur la mer à Hong-Kong. *Compte rendu des Premières Journées Louis Ménard*, Paris, 1995.
- Deniau A., Farhat H. – Compaction grouting for foundation stabilization. *International conference on rehabilitation of civil engineering systems*. Beyrouth, 1997.
- Lunne T., Christoffersen H.P. – Interpretation of cone penetrometer data for offshore sands. *Norwegian Geotechnical Institute Bulletin*, n° 156. Oslo, 1985.
- Vezhinet, *et al.* – Confortement du sol sous une longrine de voie de portique. *Travaux*, avril 1996.

# Comportement mécanique d'un sol grossier à matrice sous cisaillement monotone

**L.S. PEDRO, J.C. DUPLA  
J. CANOU**

CERMES (ENPC-LCPC)  
6 et 8, avenue Blaise-Pascal  
Cité Descartes,  
Champs-sur-Marne  
77455 Marne-la-Vallée  
Cedex 2

**L. DORMIEUX**

LMSGC (ENPC-LCPC)  
6 et 8, avenue Blaise-Pascal  
Cité Descartes,  
Champs-sur-Marne  
77455 Marne-la-Vallée  
Cedex 2

**Y. KAZAN**

Université libanaise,  
Faculté de Génie (LMRS),  
Liban

## Résumé

On présente dans cet article les résultats d'une recherche portant sur le comportement mécanique des sols grossiers. Ces matériaux sont caractérisés par une distribution granulométrique très étalée. L'évaluation des caractéristiques mécaniques des sols grossiers est très délicate en raison, en particulier, de la présence des éléments de grande taille. Dans le cadre de cette étude, on se limite au cas des sols grossiers à matrice, il s'agit des sols constitués par de gros éléments entourés par une matrice fine. Le matériau étudié est un sol de référence constitué d'un sable de Fontainebleau auquel sont mélangés des graviers. Après une présentation succincte des dispositifs expérimentaux utilisés dans cette étude, on propose une méthode de fabrication répétable des éprouvettes. Puis on présente des résultats concernant l'influence de la proportion de graviers sur le comportement et sur le critère de rupture du sol hétérogène modèle soumis à un chargement triaxial.

*Mots-clés* : sol grossier, cisaillement, triaxial, rupture.

## Mechanical behavior of a coarse grained soil under monotonic shear

## Abstract

We present in this paper the results of a research concerning the mechanical behaviour of coarse grained soils. These materials are characterized by a spread grain size distribution curve. The presence of over sized particles makes difficult the mechanical characterization of these soils. We were more particularly interested in coarse-grained soils composed by rigid inclusions embedded in a fine-grained matrix (heterogenous soil). The studied material is a reference heterogenous soil composed of Fontainebleau sand and gravel. First, we propose a repeatable method of sample fabrication. Then we present some results on the influence of the gravel fraction on the behaviour and on the failure criterion of the soil under a triaxial stress path.

*Key words* : coarse grained soils, shear, triaxial, failure.

*NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1<sup>er</sup> mars 2006.*

## Introduction

Les sols grossiers sont des matériaux naturels qui contiennent des éléments de taille très hétérogène. Ils peuvent contenir en effet, des particules de quelques dizaines de microns auxquelles sont mélangés des éléments de plusieurs dizaines de décimètres, voire quelques mètres. On s'intéresse au cas particulier des sols grossiers ayant une granulométrie discontinue, constitués de gros éléments entourés par une matrice d'éléments fins (sable, limon ou argile) : il s'agit des sols grossiers à matrice.

La caractérisation mécanique de ce type de sols peut être réalisée *in situ* en utilisant des essais dits « en vraie grandeur » (Shirdam *et al.*, 1998), des dispositifs expérimentaux de grandes dimensions comme les essais à la plaque (Lin *et al.* ; 2000, Vallé, 2001) et les essais à la boîte de cisaillement direct *in situ* (Laréal *et al.*, 1973 ; Jain et Gupta, 1974). La caractérisation mécanique en laboratoire nécessite, le plus souvent, l'utilisation de dispositifs de grandes dimensions (Bourdeau, 1997 ; Shirdam *et al.*, 1998 ; Vallé, 2001 ; Gomes Correia *et al.*, 2001). En effet, les dispositifs expérimentaux de dimensions plus classiques, requièrent l'écrêtement

des éléments de grande taille contenus dans le sol grossier étudié.

L'influence de l'écrêtement sur les caractéristiques mécaniques des sols grossiers constitue donc un point important dans l'étude du comportement mécanique de ces matériaux. En effet, cette reconstitution granulométrique induit une modification de l'hétérogénéité de taille, car les éléments les plus gros sont enlevés. Elle entraîne également une modification de l'hétérogénéité de nature, car l'écrêtement des éléments grossiers s'accompagne naturellement d'une augmentation de la proportion d'éléments fins qui peuvent être dans certains cas des limons ou de l'argile. Bien que ce paramètre ait été étudié dans le cadre de travaux de recherche portant sur des matériaux grossiers naturels (Holtz et Gibbs, 1956 ; Donaghe et Thorrey, 1979 ; Gomes Correia *et al.*, 2001 ; Vallé, 2001), les résultats obtenus par les différents auteurs sont souvent contradictoires. Ces différences viennent principalement de la variabilité importante des sols grossiers naturels étudiés (nature, taille...).

Afin d'isoler l'effet de l'hétérogénéité de taille, nous étudions un sol hétérogène modèle constitué uniquement d'éléments granulaires. Ce sol est composé d'un mélange de sable fin ne contenant pas d'éléments limoneux ou argileux, et de graviers.

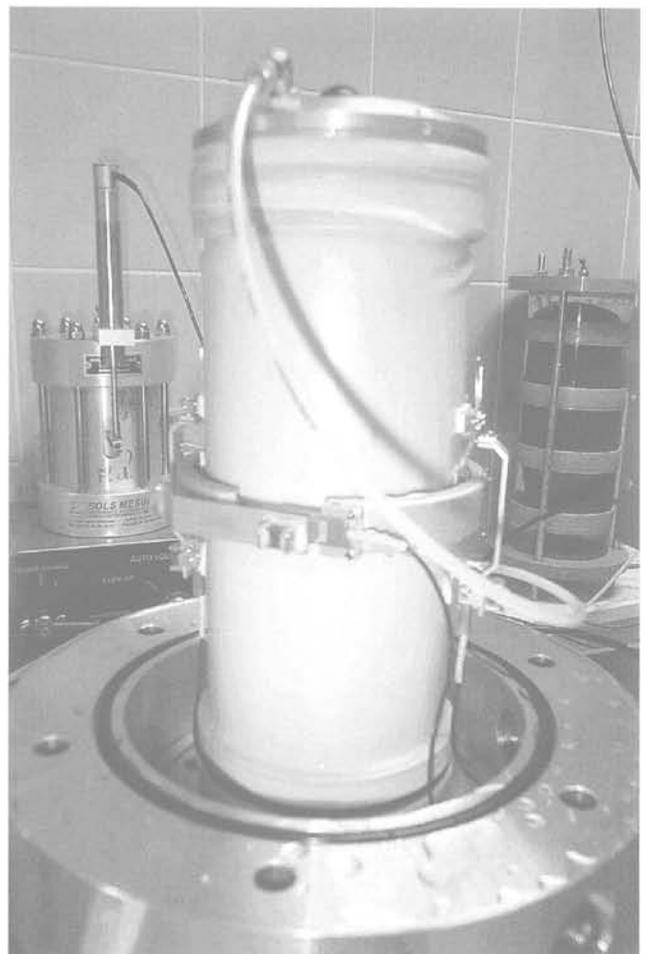


FIG. 1 Dispositif expérimental : vue d'ensemble de la cellule triaxiale (a), système de mesure locale des déformations de l'éprouvette (b).

Experimental device : view of the triaxial apparatus (a), system of sample local strain measurement (b).

## Procédures expérimentales

### 2.1

#### Dispositifs d'essais

Le dispositif expérimental (Fig. 1) utilisé pour cette étude est constitué d'une cellule triaxiale permettant de solliciter des éprouvettes cylindriques d'un diamètre de 100 mm et d'une hauteur de 200 mm. Cette cellule est placée sur une presse ayant une capacité de 50 kN. Les essais triaxiaux sont réalisés à taux de déformation contrôlé (0,5 % par minute) et en condition drainée.

L'éprouvette peut être instrumentée de capteurs de déplacement à effet Hall afin de mesurer localement ses déformations axiales et radiales (Fig. 1b). Dans le cadre de notre étude, la détermination de la déformation axiale de l'échantillon se fait en mesurant le déplacement de l'embase inférieure à l'aide d'un capteur de déplacement longue course (40 mm, la précision  $\pm 0,01$  mm) (Fig. 1a). L'effort axial est mesuré à l'aide d'un capteur de force placé à l'intérieur de la cellule (32 kN, précision de  $\pm 16$  N), son positionnement permet de s'affranchir des effets du frottement entre le piston et le couvercle de la cellule. Un volumètre de marque Wykeham et Farrance d'une capacité de 100 cm<sup>3</sup> (précision de  $\pm 0,05$  cm<sup>3</sup>) permet de mesurer, au cours du cisaillement, les variations de volume de l'éprouvette.

Un logiciel, développé sous Labview, permet de visualiser, au cours de l'essai, les différentes grandeurs mesurées et de les enregistrer dans un fichier pour un traitement ultérieur.

### 2.2

#### Matériaux constitutifs des éprouvettes testées

Les éprouvettes sont constituées d'un mélange de deux matériaux naturels. Le premier composant du mélange est un sable de Fontainebleau (SIFRACO) dont les caractéristiques physiques sont répertoriées dans le tableau I. Ce sable est mélangé en proportion variable à des graviers anguleux (Fig. 2) dont la masse volumique des grains solides est identique à celle du sable ( $\rho_s = 2,65$  g/cm<sup>3</sup>), et dont le diamètre est compris entre 8 et 10 mm. Un rapport de 1/10 entre le diamètre du plus gros élément et celui de l'éprouvette est suffisant pour éviter les effets d'échelle. Le contraste de taille entre les éléments sableux et les graviers est tel que l'on peut clairement dissocier les éléments grossiers des éléments fins. Les graviers peuvent donc être considérés comme des inclusions et le sable comme la matrice.

TABLÉAU I Caractéristiques physiques du sable de Fontainebleau.

Physical characteristics of Fontainebleau sand.

$D_{50}$ (mm)	$C_u$	$e_{min}$	$e_{max}$	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )
0,21	1,52	0,54	0,94	2,65

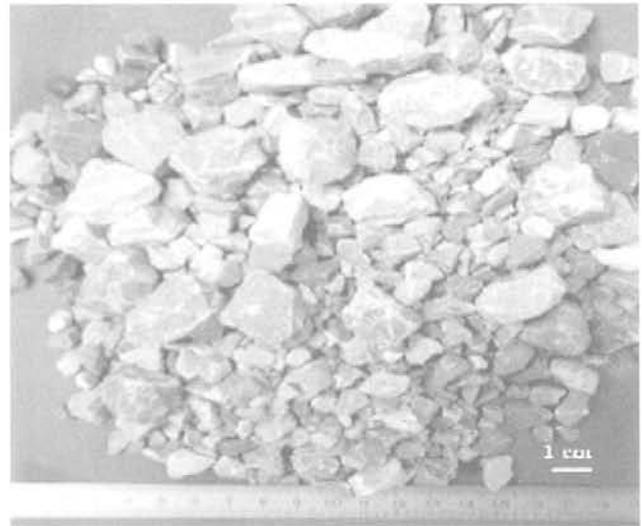


FIG. 2 Vue des graviers constituant les éléments grossiers.  
View of the gravel material used as inclusion.

### 2.3

#### Caractérisation des éprouvettes et description de la procédure de fabrication

L'état initial de compacité des éprouvettes est défini à partir de la masse volumique moyenne de la matrice sableuse  $\rho_{d,mat}$ : quelle que soit la quantité de graviers présente dans l'éprouvette, ce paramètre reste égal à 1,58 g/cm<sup>3</sup>. Cette valeur correspond à un état moyennement dense de la matrice (indice de densité de 0,7). Le second paramètre qui caractérise une éprouvette de sol hétérogène est la proportion de graviers. On définit à cet effet le paramètre fraction massique de graviers, noté  $f_m$ , de la façon suivante :

$$f_m = \frac{M_g}{M_g + M_s}$$

avec :  $M_g$  : la masse de graviers ;  
 $M_s$  : la masse de sable.

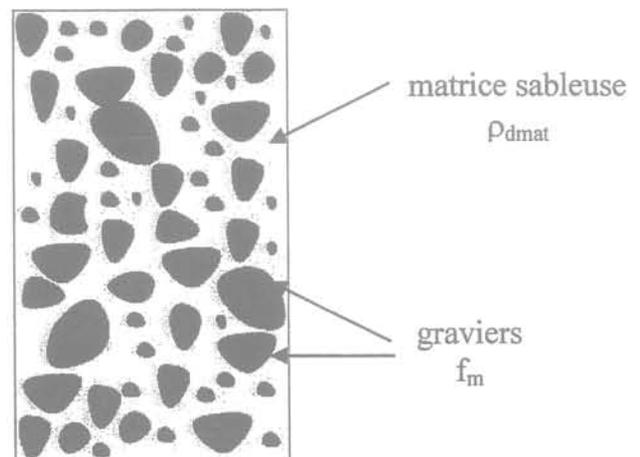


FIG. 3 Caractérisation d'une éprouvette de sol hétérogène.  
Characterization of heterogenous soil sample.

Les éprouvettes sont fabriquées en compactant manuellement 10 couches de sol ayant une hauteur de 2 cm. Chaque couche est constituée d'un mélange de sable et d'une proportion de graviers égale à  $f_m$ . Avant d'être introduit dans le moule de préformage de l'éprouvette, le mélange des deux matériaux est humidifié et homogénéisé de façon à prévenir tout phénomène de ségrégation granulaire. On s'assure ainsi d'une répartition «homogène» des graviers au sein de la matrice sableuse.

Afin de pouvoir conclure à un effet significatif des caractéristiques des graviers, il est nécessaire d'évaluer au préalable le degré de répétabilité de fabrication des éprouvettes. Dans ce but, nous avons réalisé quatre essais triaxiaux drainés sur des éprouvettes contenant toutes la même proportion de graviers et le même type de graviers. Ces éprouvettes sont toutes fabriquées selon le procédé décrit ci-dessus. La répétabilité obtenue est satisfaisante (Fig. 4) et permet de valider la procédure expérimentale.

3

## Résultats expérimentaux

Le programme expérimental consiste à réaliser des essais triaxiaux drainés sur des éprouvettes contenant des proportions variables de graviers. Les valeurs de  $f_m$  valent respectivement 0,50, 75 et 100 %. Pour tous les essais, la matrice se trouve à un indice de densité de 0,7 et la contrainte de consolidation isotrope  $p'_c$  est égale à 100 kPa. Le tableau II présente les caractéristiques des essais réalisés dans le cadre de cette étude.

TABLEAU II Caractéristiques des essais triaxiaux drainés réalisés.

Characteristics of drained triaxial tests realised.

Test	$p'_c$ (kPa)	Matrice $c$		Inclusions $c$	
		Type <sup>(1)</sup>	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	Type <sup>(2)</sup>	$f_m$ (%)
T43	T43	Fb	1,58	Gr8-10	30
T44	T44	Fb	1,58	Gr8-10	20
T47	T47	Fb	1,58	Gr8-10	50
T76	T76	Fb	1,58	Gr8-10	0
T142	T142	Fb	1,58	Gr8-10	30
T150	T150	Fb	1,58	Gr8-10	30
T153	T153	Fb	1,58	Gr8-10	75
T154	T154	Fb	1,58	Gr8-10	100
T221	T221	Fb	1,58	Gr8-10	30

(1) Fb : sable de Fontainebleau.  
(2) Gr8-10 : graviers 8-10 mm.

3.1

## Mobilisation du cisaillement

Lorsque la proportion de graviers augmente, on observe (Fig. 5) un accroissement de la valeur du déviateur maximal obtenu au pic  $q_{pic}$ . Comme le montre la figure 6, l'évolution du paramètre  $q_{pic}$  est non linéaire et semble se stabiliser pour des valeurs élevées de la proportion de graviers (supérieures à 50 %). On constate

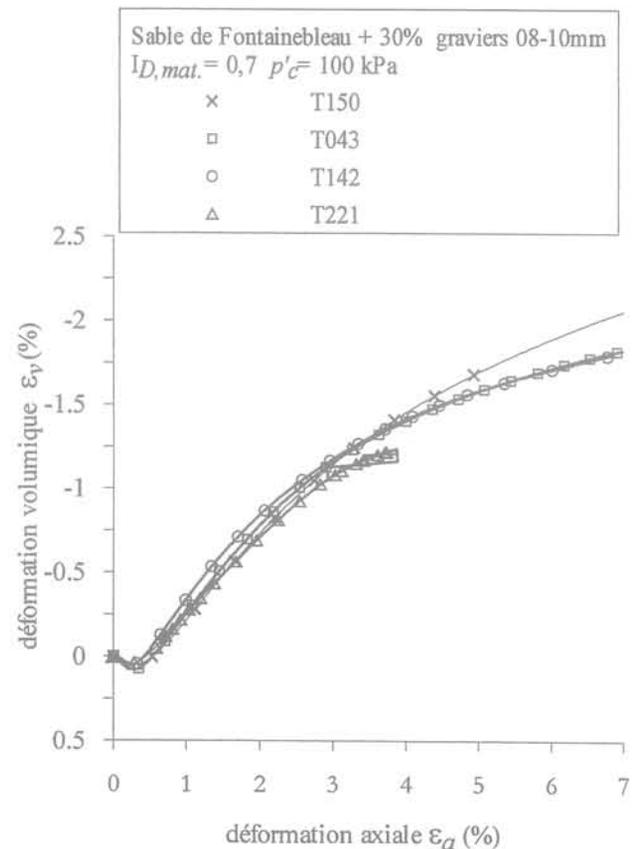
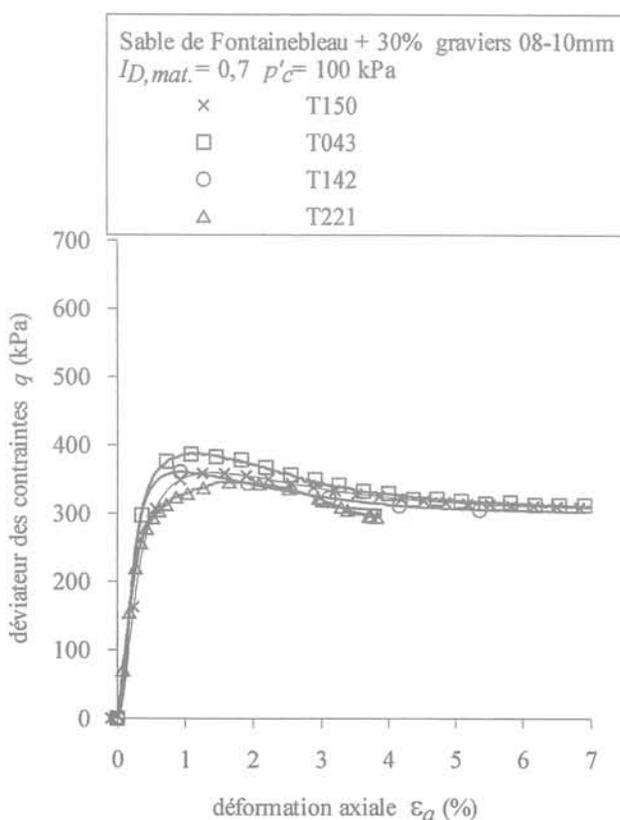


FIG. 4 Essais de répétabilité : courbes de cisaillement et courbes de déformation volumique.  
Repeatability tests: shearing curves and volumic strain curves.

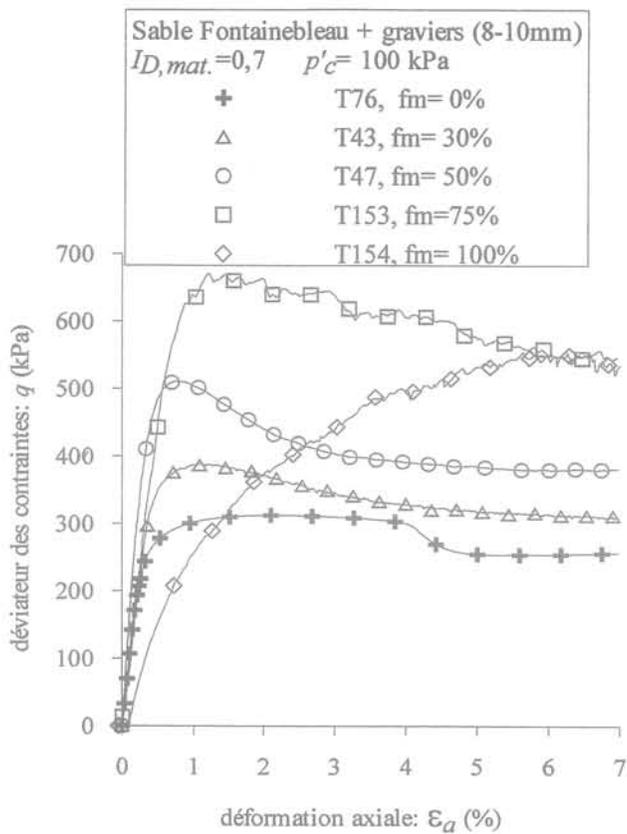


FIG. 5 Influence de la fraction massique de graviers sur les courbes de cisaillement.  
 Influence of gravel fraction on the shearing curves.

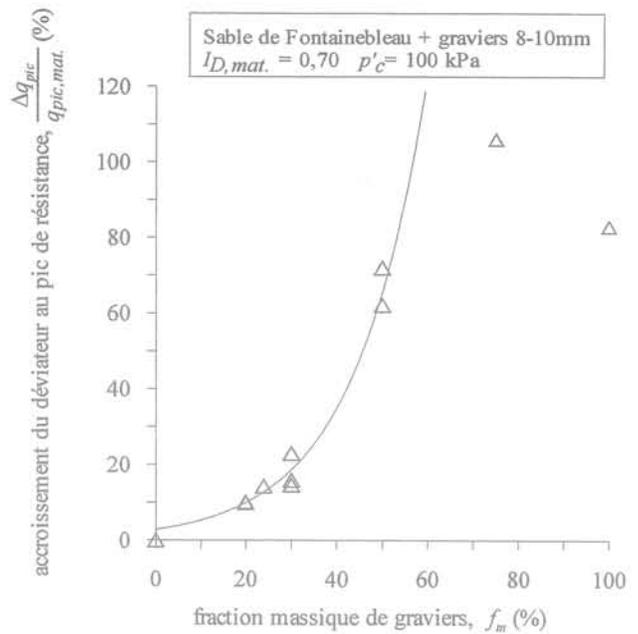


FIG. 6 Influence de la fraction massique de graviers sur le déviateur à la rupture.  
 Influence of gravel fraction on the failure deviatoric stress.

également que l'éprouvette contenant 100 % de graviers présente une raideur initiale nettement plus faible que celle des autres éprouvettes.

L'effet de renfort observé est lié à la présence des graviers, qui constituent, au sein de l'éprouvette, des éléments rigides reprenant les efforts de cisaillement. La transmission de ces efforts est possible car les graviers, ayant une surface rugueuse, adhèrent à la matrice sableuse par frottement aux interfaces matrice-graviers.

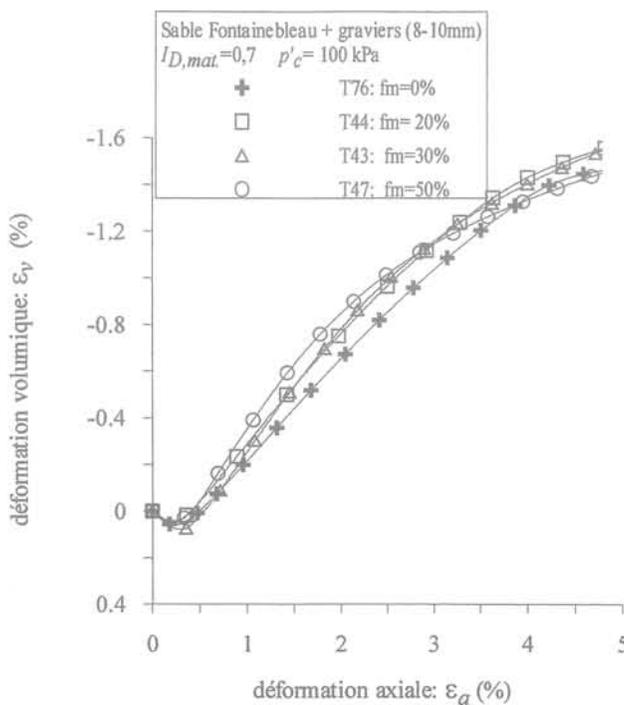
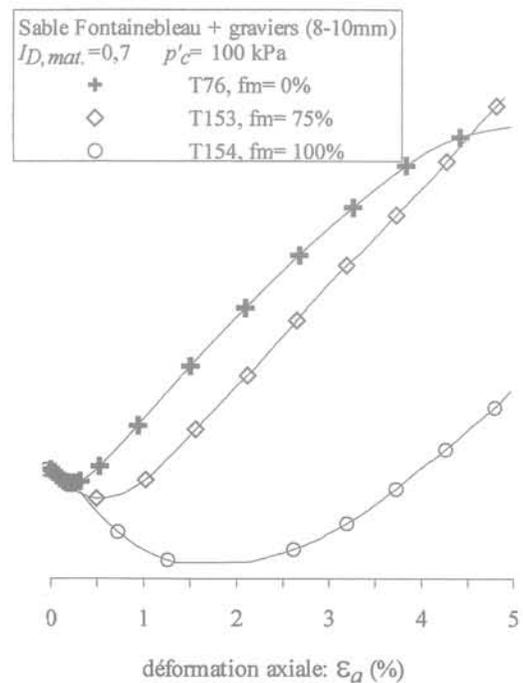


FIG. 7 Influence de la fraction massique de graviers sur la déformation volumique de l'éprouvette.  
 Influence of gravel fraction on the sample volumic strain curves.



Dans le cas des proportions d'inclusions élevées (75 % et 100 %), l'effet de renfort semble être dû principalement aux forces de contact entre les graviers. La diminution de la valeur de  $q_{pic}$  pour la fraction massique de 100 % s'explique par le fait que, les vides entre les graviers ne contiennent pas de matériau. La résistance au cisaillement de cette éprouvette est exclusivement liée aux propriétés de contact entre les graviers. L'absence de matrice sableuse entre les graviers explique également la diminution de la raideur de l'éprouvette contenant 100 % de graviers.

### 3.2

## Déformations volumiques

La figure 7 montre que plus la proportion de graviers augmente, plus l'éprouvette semble avoir un comportement dilatant. En effet, on peut observer sur la figure 8, que le taux de dilatance  $\alpha (d\varepsilon_v/d\varepsilon_a)$  augmente en fonction de  $f_m$ . Il semble que cette variation du paramètre  $\alpha$  ne traduise pas une augmentation du potentiel de dilatance de l'éprouvette. Elle traduit plutôt le fait que lorsque la proportion de graviers croît, la fraction de matière déformable (matrice sableuse) diminue. Cette explication est confirmée par le caractère linéaire de la relation entre  $\alpha$  et  $f_m$  (Fig. 8)

Pour des valeurs plus élevées de la proportion de graviers, on note une brusque chute du taux de dilatance. Pour ces valeurs de  $f_m$ , comme nous l'avons évoqué plus haut, la structure granulaire est constituée de graviers en contact entre eux et de sable remplissant plus ou moins les vides entre les graviers. Ainsi, le potentiel de dilatance de l'éprouvette ne dépend plus de celui de la matrice sableuse, mais de celui du squelette granulaire constitué par les graviers.

L'allure des courbes de variation de volume nous renseigne sur l'initiation de la localisation des déformations de l'éprouvette. En comparant par exemple les courbes de variation de volume d'une éprouvette ne contenant aucune inclusion à celle d'une éprouvette qui en contient 30 % (Fig. 9), on note l'existence

d'un changement brusque d'évolution de la courbe pour l'éprouvette sans inclusions. La présence de ce coude correspond à l'occurrence du phénomène de localisation des déformations. Par contre, les courbes des essais réalisés sur les éprouvettes contenant 30 % de graviers ne présentent pas de coude : tout se passe comme si la présence des graviers entravait le développement d'une bande de cisaillement. Les photos d'éprouvettes (Fig. 9) après essais corroborent bien cette interprétation : on voit en effet que l'éprouvette sans graviers s'est rompue en deux blocs, alors qu'il n'existe pas de bande de cisaillement nette sur l'éprouvette contenant des graviers.

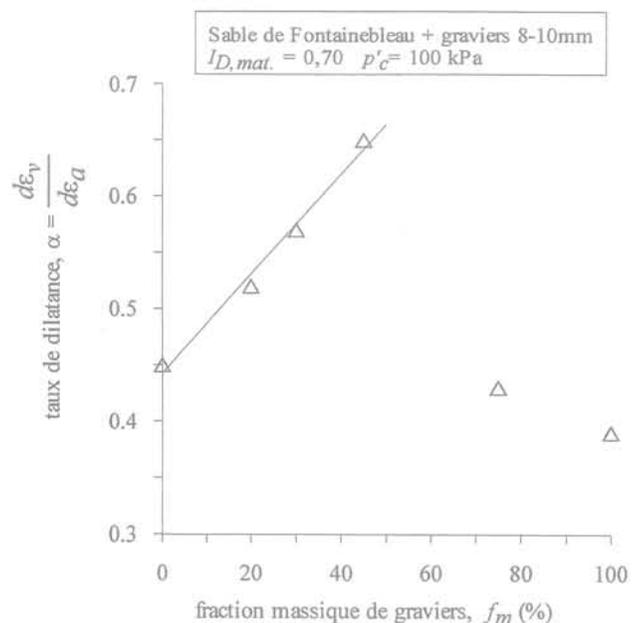


FIG. 8 Influence de la fraction massique de graviers sur le taux de dilatance.  
Influence of gravel fraction on dilatancy ratio.

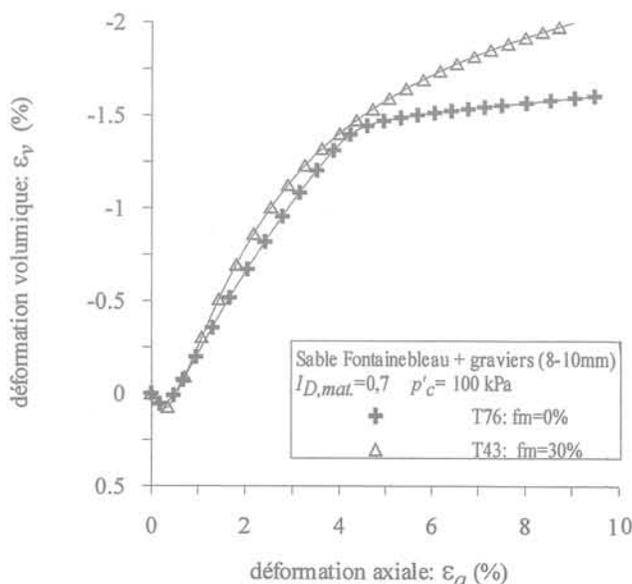
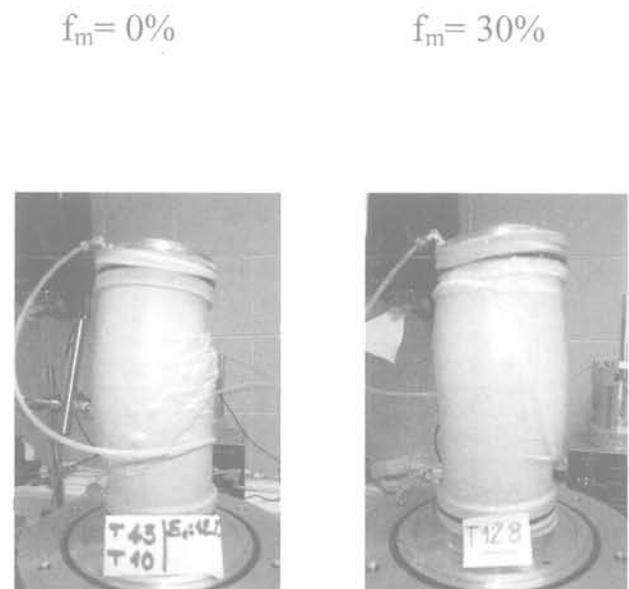


FIG. 9 Influence de la présence des graviers sur le mode de rupture.  
Influence of gravel on failure mode.



## Recherche d'un critère de rupture

Pour atteindre cet objectif, nous avons réalisé des essais triaxiaux à diverses valeurs de la pression de consolidation isotrope :  $p'_c = 50, 100$  et  $200$  kPa. Pour étudier l'évolution du critère en fonction de la proportion de gravier, un jeu d'essais a été réalisé pour différentes proportions de gravier.

Nous avons représenté dans le plan  $(q, p')$  les points expérimentaux correspondants aux différents essais (Fig. 10). On constate d'abord, que l'augmentation de la proportion de gravier n'a pas d'influence sur le caractère linéaire du critère de rupture. Ensuite, on remarque qu'en ajoutant des éléments grossiers dans une matrice pulvérulente, le mélange ainsi obtenu est également dénué de cohésion. Finalement, on note que l'angle de frottement des éprouvettes est une fonction croissante de la proportion de graviers (Fig. 11).

## Conclusion

Les travaux présentés ont permis d'isoler l'influence de l'hétérogénéité de taille sur les caractéristiques de rupture d'un sol grossier modèle. Ils ont montré l'existence d'un effet d'accroissement de la résistance au cisaillement dû à la présence d'éléments rigides au sein d'une matrice plus fine et moins rigide. Cette recherche a également mis en évidence une modification du comportement du sol hétérogène à partir d'une certaine

valeur de la proportion d'éléments grossiers. En effet, lorsque  $f_m$  croît, on passe d'un comportement lié essentiellement aux caractéristiques de la matrice, à un comportement complètement gouverné par les graviers. Ce changement de comportement est notable en termes d'effort mobilisé et de variation de volume.

Ces résultats peuvent être utilisés dans le cadre pratique qui est celui de la déduction des caractéristiques mécaniques d'un sol hétérogène à partir de celles du sol écrêté. Ces travaux démontrent en effet que l'écrêtement des éléments grossiers conduit à une sous-estimation de propriétés mécaniques des sols grossiers hétérogènes ne contenant pas de fines (argiles ou limons). Par ailleurs, il semble que les caractéristiques mécaniques du sol hétérogène peuvent être évaluées à partir des propriétés de la matrice et de la proportion d'éléments grossiers. En effet, nous avons mis en évidence de façon expérimentale, des relations qui relient les caractéristiques mécaniques du sol étudié ( $q_{pic}$ , taux de dilatance et angle de frottement) à celles de ces composants (matrice sableuse et éléments grossiers).

L'étude du comportement mécanique d'un sol grossier modèle apporte des éléments d'éclaircissement sur l'influence de l'hétérogénéité de taille qui est une des principales caractéristiques des sols grossiers. L'influence d'autres paramètres significatifs tels que la taille, la forme des éléments grossiers a fait l'objet de récents travaux. L'effet de l'état initial a été également étudié (Pedro, 2004). Néanmoins, il reste à étendre cette étude au cas des mélanges granulaires ayant une granulométrie continue ainsi qu'au cas de matériaux naturels qui ont une composition plus complexe et plus variée que celle du sol modèle.

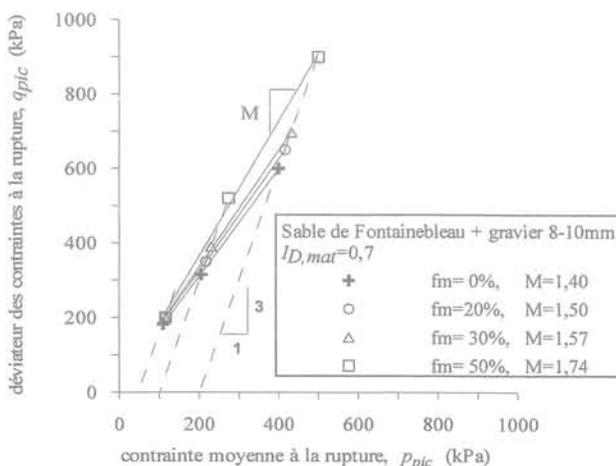


FIG. 10 Influence de la fraction massique de graviers sur la droite de rupture.  
Influence of gravel fraction on the failure criterion.

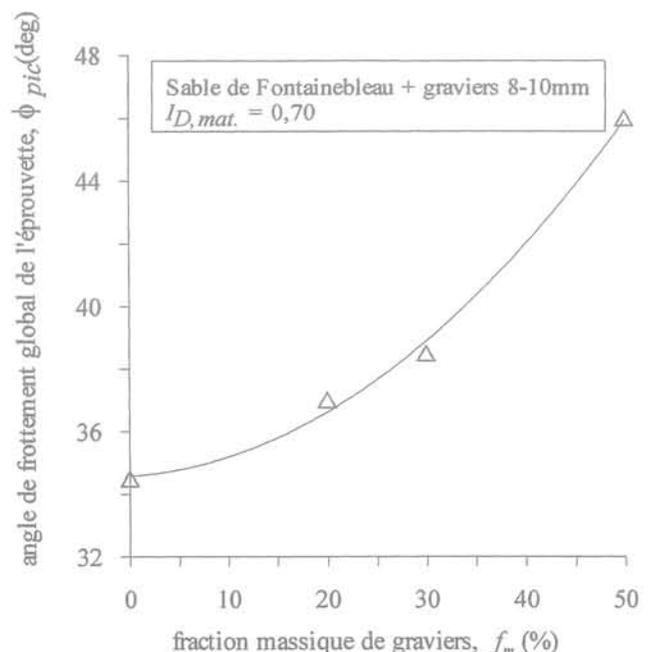


FIG. 11 Influence de la fraction massique de graviers sur l'angle de frottement.  
Influence of gravel fraction on internal friction angle.

## Bibliographie

---

- Bourdeau Y. – Le comportement des alluvions du Rhône dans une grande boîte cisaillement direct. *Revue française de géotechnique* n° 79, 1997, p. 45-57.
- Donaghe R.T., Torrey V.H. – Scalping and replacement effects on strengths parameters of earth-rock mixtures. *Design parameters in geotechnical engineering*, London, 1979, vol. 2, p. 29-34.
- Gomes Correia A., Dan L.K., Koseki J., Tatsuoka F. – Small strain stiffness under different isotropic and anisotropic stress conditions of two granular granite materials. *Advanced Laboratory Stress-Strain Testing of Geomaterials*, 2001, vol. 1, p. 209-215.
- Holtz W.G., Gibbs H.J. – Triaxial shear test on previous gravelly soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation of the ASCE*, vol. 82, 1956, p. 1-9.
- Jain S.P., Gupta R.C. – *In situ* shear test for rockfills. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation of the ASCE*, vol. 100, 1974, p. 1031-1050.
- Laréal P., Bourdeau Y., Lambert P., Cotteureau C. – Essais de cisaillement *in situ* sur les sols alluvionnaires de la vallée du Rhône. *Travaux*, vol. 55, 1973, p. 52-59.
- Lin S.Y., Lin P.S., Luo H.S., Juang C.H. – Shear modulus and damping ratio characteristics of gravelly deposit. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 37, 2000, p. 638-651.
- Pedro L.S. – *De l'étude du comportement mécanique de sols hétérogènes modèles à son application au cas des sols naturels*. Thèse de doctorat de l'ENPC, 2004.
- Shirdam R., Faure R.M., Magnan J.-P. – Caractéristiques des éboulis de pente à l'aide d'une boîte de cisaillement. *The Geotechnics of Hard Soils-Soft Rocks*, Picarelli & Evangelista (eds), Balkema, Rotterdam, 1998, p. 869-880.
- Vallé N. – *Propriétés mécaniques d'un sol grossier d'une terrasse alluvionnaire de la Seine*. Thèse de doctorat de l'université de Caen, 2001.

# Analyse inverse et modélisation d'essais pressiométriques réalisés sur un sol de Beyrouth

**A. FAWAZ  
H. EL GHOCHE**

Université libanaise,  
IUT de Saida, Liban  
afawaz@ul.edu.lb  
h.elghoche@iutsaida.edu.lb

**Y. KAZAN**

Université libanaise  
Faculté de génie, Roumieh  
Liban  
ykazan@ul.edu.lb

**Y. MALECOT  
M. BOULON  
E. FLAVIGNY**

Laboratoire Sols, Solides  
Structures, Grenoble  
France  
Yann.Malecot@hmg.inpg.fr,  
Marc.Boulon@hmg.inpg.fr  
Etienne.Flavigny@hmg.inpg.fr

## Résumé

Cet article présente une série d'essais pressiométriques et pénétrométriques (dynamique SPT) sur sol sableux (quartier « Unesco » de Beyrouth). Les résultats en sont comparés en étudiant la variation des paramètres avec la profondeur. Des échantillons de ce sol ont été soumis à des essais de laboratoire. Ces données sont exploitées par modélisation numérique de l'essai pressiométrique (logiciel PLAXIS), en analyse inverse, en vue du calcul d'ouvrages géotechniques.

*Mots-clés* : analyse inverse, pressiomètre, pénétromètre, sable, cisaillement, fonction objectif, module, frottement interne.

## Inverse analysis and numerical modélisation of pressuremeter test performed in Beirut

## Abstract

A series of pressuremeter and penetrometer (dynamic SPT) tests on a sandy soil of Unesco area in Beirut are presented. These results are compared by observing the variations of their parameters versus depth. Samples of this soil have been tested in laboratory. All these data are used for a numerical modelling of the pressuremeter test (software PLAXIS), by inverse analysis, for calculation of geotechnical constructions.

*Key words* : inverse analysis, pressuremeter, penetrometer, sand, shear, objectif function, modulus, internal friction.

*NDLR : Les discussions sur  
cet article sont acceptées  
jusqu'au 1<sup>er</sup> mars 2006.*

## Introduction

L'essai pressiométrique est l'un des essais *in situ* très utilisés dans le monde, dont le succès, depuis le travail original de Ménard (1957) tient vraisemblablement à deux faits : il permet d'une part de mesurer simultanément rigidité et résistance des sols et il est associé d'autre part à une méthode de calcul des fondations (D60). Le géotechnicien dispose ainsi d'un outil de caractérisation *in situ* et d'un autre de dimensionnement. Parallèlement à ces travaux, des méthodes d'interprétation de l'essai pressiométrique ont été développées, en élasticité linéaire, puis en élastoplasticité monodimensionnelle ou bidimensionnelle (Salençon, 1966 ; Combarieu, 1995). Ces calculs visaient à exprimer la pression limite pressiométrique à partir des caractéristiques du sol. Le développement récent des méthodes numériques et la nécessité d'alimenter les logiciels de calcul d'ouvrages (en éléments finis) ont conduit à rechercher d'autres moyens d'« extraire » des essais pressiométriques les caractéristiques mécaniques des sols testés. On peut citer à cet égard Cambou et Bahar (1995) dont le logiciel *Press'Ident* permet d'identifier les paramètres de modèles (Duncan, Chang, 1970 et CJS).

Le présent travail s'inscrit dans une étude générale dont l'objectif est un outil d'analyse inverse pour la géotechnique, pour identifier les paramètres mécaniques de sols, à partir d'essais *in situ*. On présentera les résultats d'essais pressiométriques et pénétrométriques dynamiques SPT réalisés sur un sol libanais. L'identité de site, de forage, permet la comparaison des résultats des deux types d'essais. Des échantillons de sol ont de plus été prélevés en forages et soumis à des essais de laboratoire, pour comparaison. De là, l'étude numérique de l'essai pressiométrique a été conduite par analyse inverse, en vue de déterminer les caractéristiques de sol à prendre en compte en calcul d'ouvrage.

## Étude expérimentale

### Essais *in situ*

Une série d'essais pressiométriques et SPT a été menée dans un terrain sableux du quartier « Unesco » à Beyrouth, faisant partie d'un site sédimentaire, des formations quaternaires au Liban (Kazan, 2000). Huit forages avaient été réalisés, à des profondeurs allant jusqu'à 20 à 25 m. Dans ces forages, l'essai SPT a été exécuté tous les 1 à 2,5 m, par chute libre d'une masse de 64 kg d'une hauteur de chute de 0,76 m. Les essais pressiométriques ont été réalisés dans deux des forages, tous les 1 m, 1,5 m ou 2 m. À partir de ces forages et des échantillons prélevés, on a pu identifier les couches de sol depuis la surface : 5/6 m de sable moyen moyennement dense, 10/12 m de sable silteux dense à très dense, 5/7 m de sable très dense ou faiblement cimenté (Fig. 1).

### Résultats des essais SPT

Les résultats des essais SPT sont présentés sur la figure 1. Ils montrent l'augmentation du nombre de coups avec la profondeur, ce qui traduit, suivant les règles de corrélation connues, l'augmentation de la densité avec la profondeur. On note parfois la présence de poches de faible densité dans le massif, même dans les couches très denses. Les résultats du forage n° 1 montrent une augmentation constante du nombre de coups  $N$  avec la profondeur. Les résultats des autres forages ne présentent pas toujours ce même caractère, surtout jusqu'à une profondeur de l'ordre de 10 m environ.

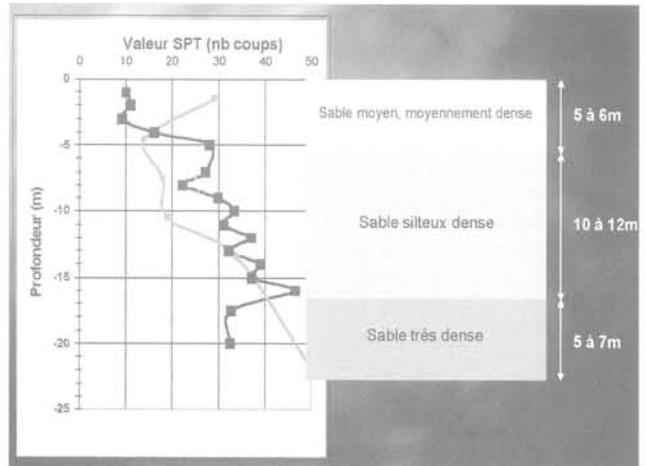


FIG. 1 Stratigraphie du site et nombre  $N$  de coups au pénétromètre SPT en fonction de la profondeur (■ Forage n° 1 ; ■ Forage n° 5). Soil layers of site and variation with depth of number  $N$  of blows obtained from penetrometer SPT.

En utilisant les tables de corrélation existantes, on trouve un angle de frottement interne  $\varphi$  variant entre  $32^\circ$  et  $40^\circ$  à la profondeur de 1 m à 7 m ; ces valeurs sont de l'ordre de grandeur de celles trouvées au laboratoire. Mais, d'une part, la détermination de  $\varphi$  à partir du SPT nécessite des essais d'identification en laboratoire pour permettre l'entrée dans les tables de corrélation. D'autre part, cette détermination, non liée à une formulation théorique basée sur le comportement du sol, reste incomplète si elle n'est pas accompagnée d'autres caractéristiques mécaniques importantes telles que le module d'élasticité et l'angle de dilatance  $\psi$ . Le recours à l'essai pressiométrique est donc indispensable, pour déterminer toutes les caractéristiques mécaniques du sol avec une référence théorique.

### Résultats des essais pressiométriques

La croissance des caractéristiques mécaniques avec la profondeur paraît plus clairement à travers les résultats des essais pressiométriques. La figure 2 présente les courbes pressiométriques obtenues à partir des essais réalisés dans le forage n° 2. On peut remarquer la diminution de volume injecté, pour une même pression appliquée, ainsi que l'augmentation de pression limite, avec la profondeur. La figure 3 présente l'évolution de la pression limite avec la profondeur, on peut remarquer que cette pression varie de manière presque parabolique

en fonction de la profondeur. Cette variation parabolique a été observée au laboratoire 3S de Grenoble dans les expérimentations de Mokrani (1991) et Renoud-Lias (1978) sur le sable d'Hostun. Fawaz (1993) et ces deux auteurs ont trouvé une variation presque linéaire de la pression limite en fonction de la profondeur quand cette dernière reste faible, ce qui reflète le début de la courbe parabolique aux faibles valeurs de la profondeur.

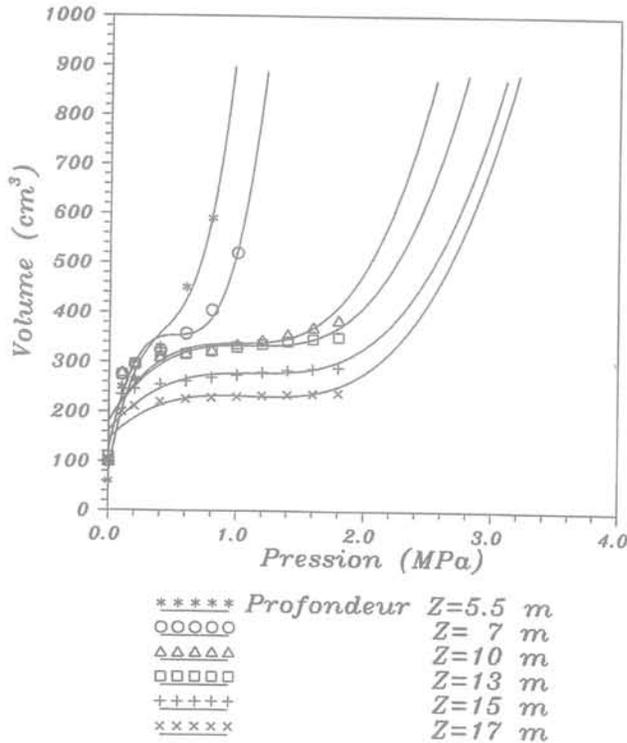


FIG. 2 Courbes pressiométriques à diverses profondeurs (forage n° 2).  
Pressuremeter curves at several depths. (Borehole n° 2).

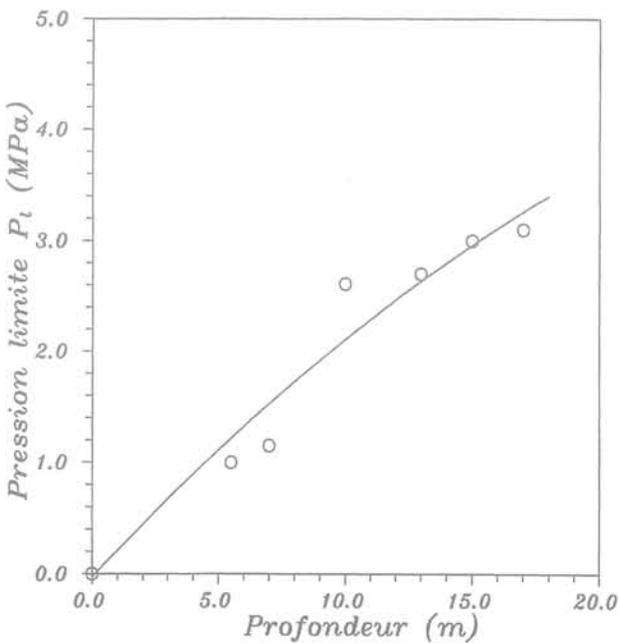


FIG. 3 Variation de la pression limite avec la profondeur (forage n° 2).  
Variation of limit pressure with depth (Borehole n° 2).

En traçant les courbes pressiométriques (Fig. 4) et la variation de la pression limite en fonction de la profondeur (Fig. 5) obtenues à partir du forage n° 5. On retrouve le résultat obtenu avec le SPT sur la présence des poches de faible densité à l'intérieur du massif. On peut remarquer l'augmentation parabolique de la pression limite avec la profondeur, mais coupée par la présence de la poche de faible résistance.

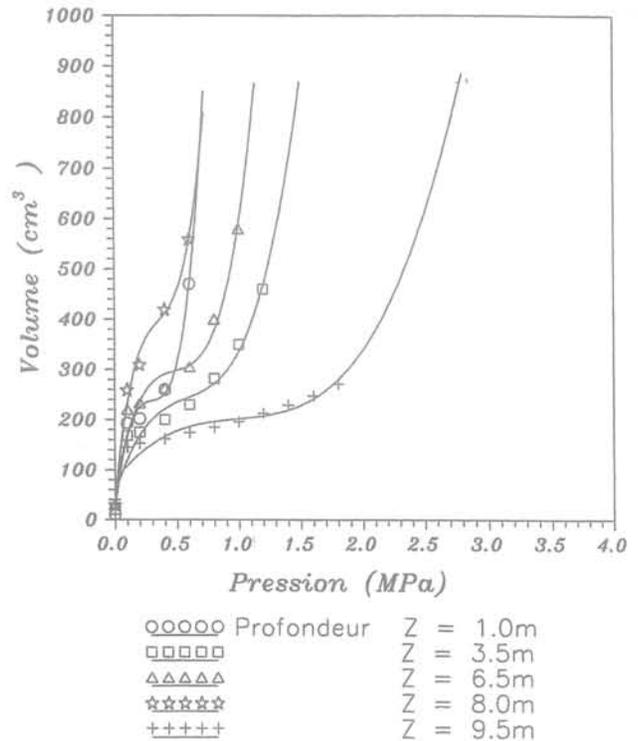


FIG. 4 Forage n° 5: courbes pressiométriques à diverses profondeurs.  
Borehole n° 5: Pressuremeter curves at several depths.

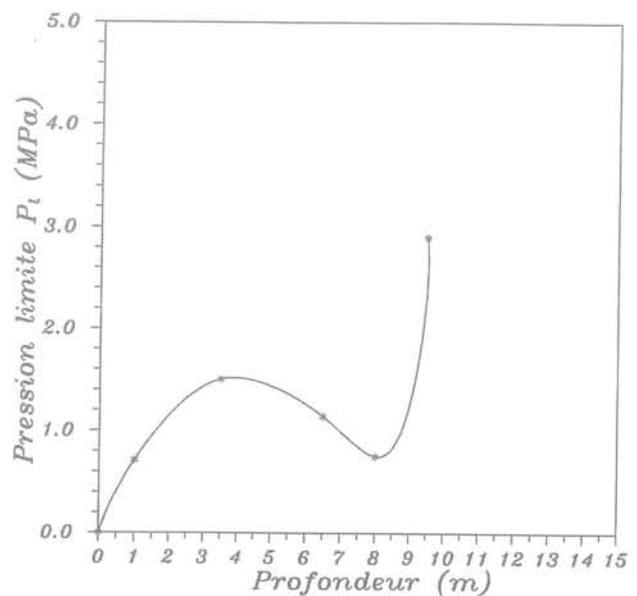


FIG. 5 Variation de la pression limite avec la profondeur (forage n° 5).  
Variation of limit pressure with depth (Borehole n° 5).

## Essais mécaniques au laboratoire

Sur la figure 6 est portée l'évolution du module pressiométrique avec la profondeur, qui augmente presque linéairement avec la profondeur.

La détermination précise de la pression des terres au repos  $P_0$  demeure un exercice assez délicat. Cette pression est réputée correspondre au point d'inflexion de la courbe pressiométrique, ce qui est souvent subjectif. La figure 7 présente l'évolution de  $P_0$  avec la profondeur ainsi déterminée, qui se révèle quasi-linéaire, d'où un coefficient  $K_0$  de l'ordre de 0,42, situé dans la fourchette des valeurs de sols sableux (Fawaz, 1993; Mokrani, 1991).

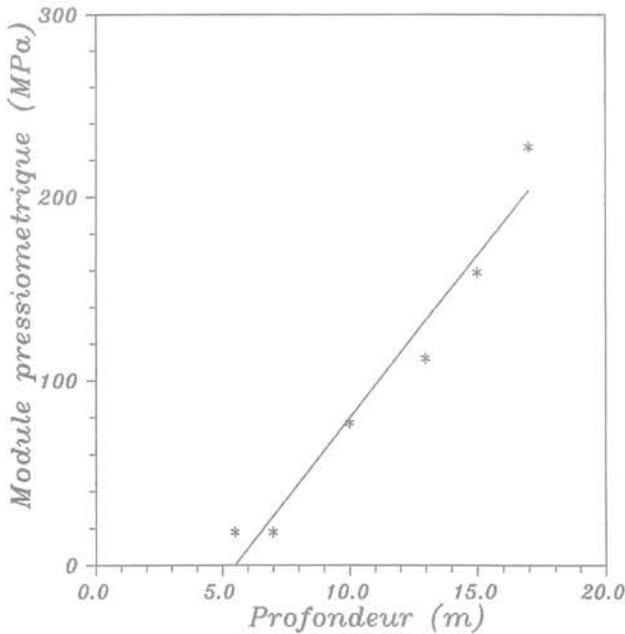


FIG. 6 Module pressiométrique en fonction de la profondeur.  
Evolution of pressuremeter modulus with depth.

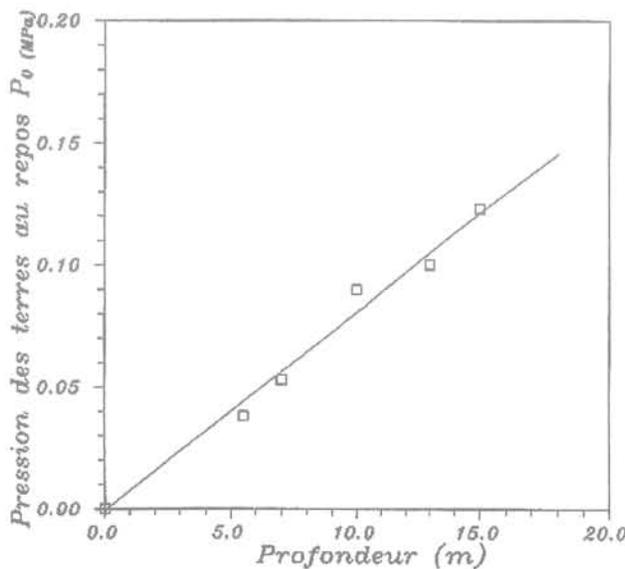


FIG. 7 Pression des terres au repos en fonction de la profondeur.  
At rest earth pressure in function of depth.

Les échantillons du sol ont été testés au laboratoire de l'Institut universitaire de technologie à Saida, Liban. Les résultats des essais d'identification (analyse granulométrique, limites d'Atterberg, teneur en eau) situent le matériau comme un sable moyen, avec une étendue de granulométrie comprise entre 0,13 et 11,5 mm, un  $d_{50}$  de 0,25 mm, et une teneur en eau variant entre 3 et 10%. Quelques échantillons ont été soumis à un essai de cisaillement direct; la boîte est parallélépipédique de 6 cm x 6 cm x 2 cm (épaisseur), et la vitesse de cisaillement choisie a été de 5 mm/min. Ces essais ont fourni une valeur de cohésion négligeable (8 à 13 kPa) et un angle de frottement interne situé entre 32° et 34° (Fig. 8).

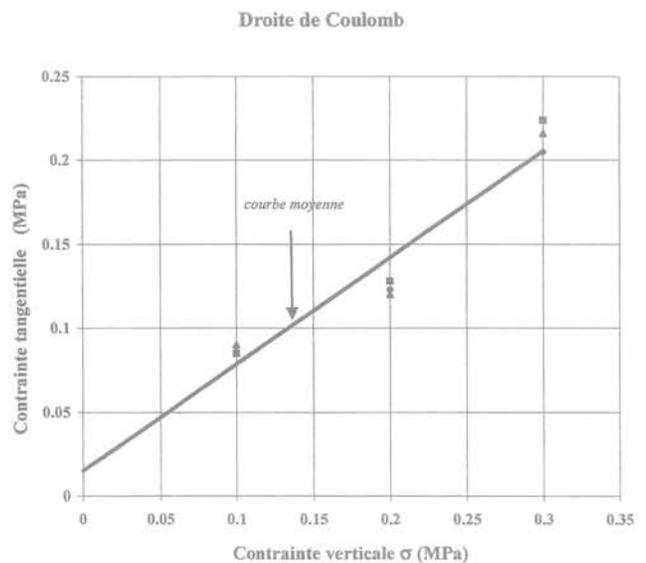


FIG. 8 Résultats des essais de cisaillement direct.  
Results of shear box test.

## 3

## Analyse inverse et identification

L'interprétation de l'essai pressiométrique décrite précédemment permet le calcul de fondations superficielles et profondes ainsi que le calcul d'ouvrages de soutènement par des méthodes semi-empiriques qui ont été validées. En revanche celle-ci est insuffisante pour identifier les paramètres mécaniques du sol nécessaires à la réalisation d'un calcul par éléments finis. Or, dans le cas d'ouvrages complexes ou d'interactions entre ouvrages une telle modélisation est souvent indispensable. Les bureaux d'études géotechniques sont alors confrontés à leur méconnaissance des propriétés mécaniques du sol. Ce constat et le coût des essais de laboratoire conduisent à poser la problématique de l'analyse inverse en géotechnique: quelle information concernant les paramètres de sols est-il possible de déduire de résultats de mesures *in situ*?

Pour répondre à cette question, il faut être capable de résoudre un problème inverse non linéaire dont les conditions aux limites sont en général complexes. Bien que la présente étude soit limitée à l'interprétation de

l'essai pressiométrique, afin d'avoir une méthode d'identification capable de s'adapter à d'autres types de mesures *in situ*, essais ou ouvrages instrumentés, nous avons choisi de résoudre ce problème inverse en utilisant une approche directe (Gioda et Maier, 1980; Gens *et al.*, 1988; Lecampion *et al.*, 2002). Cette méthode d'identification est brièvement présentée dans le paragraphe suivant. Elle est ensuite appliquée à un résultat d'essai pressiométrique réalisé sur le sol de Beyrouth.

### 3.1

## Méthode d'identification

La méthode utilisée a été proposée par Malécot *et al.* (2003). Elle consiste à choisir un jeu de paramètres de sol *a priori*. Ce jeu de paramètres, noté vecteur paramètre  $p$  à  $N_p$  composantes, est utilisé comme donnée d'entrée pour résoudre numériquement le problème direct associé à l'aide du logiciel PLAXIS. Il est ensuite ajusté de manière à ce que les mesures *in situ* soient correctement reproduites par la simulation numérique. D'un point de vue pratique, il s'agit, dans un premier temps, de choisir une mesure objective de l'écart entre les mesures et la simulation, puis d'établir un algorithme judicieux de minimisation de cet écart.

L'écart entre les  $N$  points de mesure expérimentaux  $Ue_i$  et les résultats numériques associés  $Un_i$  est évaluée quantitativement par une fonction erreur scalaire  $F_{err}$  au sens de la méthode des moindres carrés. La fonction  $F_{err}(p)$  étant définie pour tout vecteur  $p$  donné, le problème inverse est ensuite résolu comme un problème de minimisation dans l'espace des paramètres ( $N_p$  dimensions). Afin d'avoir une méthode capable de s'adapter à des fonctions erreurs non convexes, l'algorithme utilisé est basé sur une méthode de gradient. Etant donné un jeu de paramètres  $p^i$ , la fonction erreur  $F_{err}(p^i)$  et son gradient  $\nabla F_{err}(p^i)$  sont évalués par simulations successives du problème direct associé. Le point de calcul suivant  $p^{i+1}$  est ensuite choisi tel que,  $p^{i+1} = p^i + \alpha d^i$ , où  $d^i$  est le vecteur qui indique la direction de plus grande pente, et où  $\alpha$  est un scalaire adimensionnel qui donne le pas de descente. La valeur optimale du pas de descente est déterminée par une évaluation quadratique de  $F_{err}$  dans la direction  $d^i$ .

### 3.2

## Application à un résultat d'essai pressiométrique réalisé sur le sol de Beyrouth

Afin d'appliquer l'algorithme présenté au paragraphe 3.1 nous avons simulé l'essai pressiométrique du forage n° 5 réalisé à 3,5 m de profondeur. La figure 9 montre la géométrie, les conditions aux limites et le maillage du modèle. Afin de réduire au minimum le nombre de paramètres de sols à identifier, nous avons utilisé un modèle de Mohr-Coulomb en supposant connus la cohésion ( $c = 15$  kPa), le coefficient de Poisson ( $\nu = 0,3$ ) ainsi que les relations empiriques suivantes : angle de dilatance  $\psi = \varphi - 30^\circ$ ; coefficient des terres au repos  $K_0 = 1 - \sin \varphi$ . Le module élastique  $E$  et l'angle de frottement restent alors les seuls paramètres à identifier.

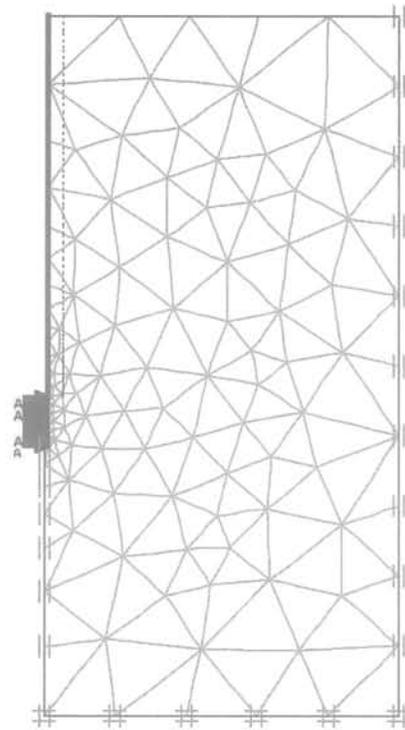


FIG. 9 Géométrie du modèle axisymétrique. Geometry of axisymmetric model.

La courbe pressiométrique mesurée *in situ* est présentée sur la figure 10. La fonction erreur  $F_{err}(E, \varphi)$  ainsi que le chemin suivi lors du processus de minimisation sont représentés sur la figure 11. On constate que la surface de  $F_{err}$  est traversée par une vallée parfaitement plate. Elle ne possède pas un minimum unique. Le point de convergence de l'algorithme de minimisation, atteint très rapidement, dépend ainsi étroitement de la position du premier point de calcul. La figure 10 montre les courbes pressiométriques obtenues à partir de deux jeux de paramètres très distincts et minimisant  $F_{err}$ . On vérifie à la fois que les courbes simulées sont peu dissociables et qu'elles reproduisent bien la courbe expérimentale.

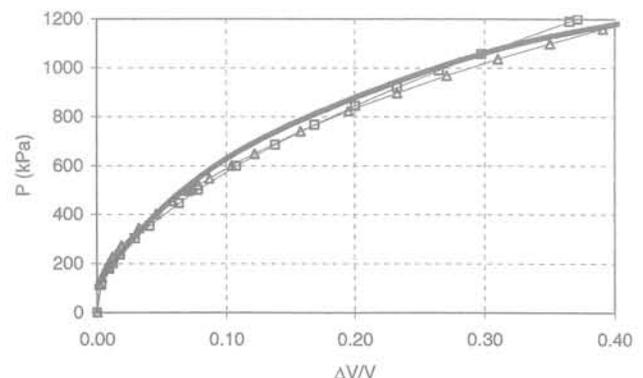


FIG. 10 Courbe pressiométrique (trait gras) mesurée *in situ* ;  
 (□)  $E = 108\,700$  kPa,  $\varphi = 34,1^\circ$  ; (Δ)  $E = 171\,200$  kPa,  $\varphi = 29,3^\circ$ .  
 Pressuremeter curve: (bold line) *in situ* measurement;  
 (□)  $E = 108,700$  kPa,  $\varphi = 34,1^\circ$  ; (Δ)  $E = 171,200$  kPa,  $\varphi = 29,3^\circ$ .

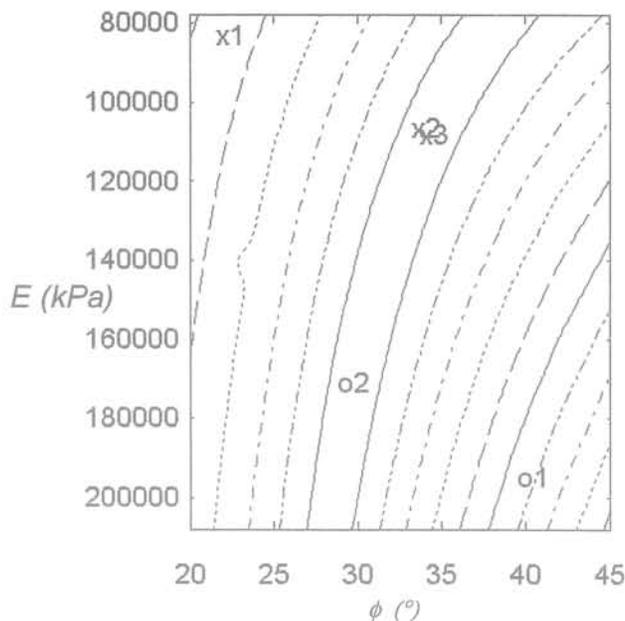
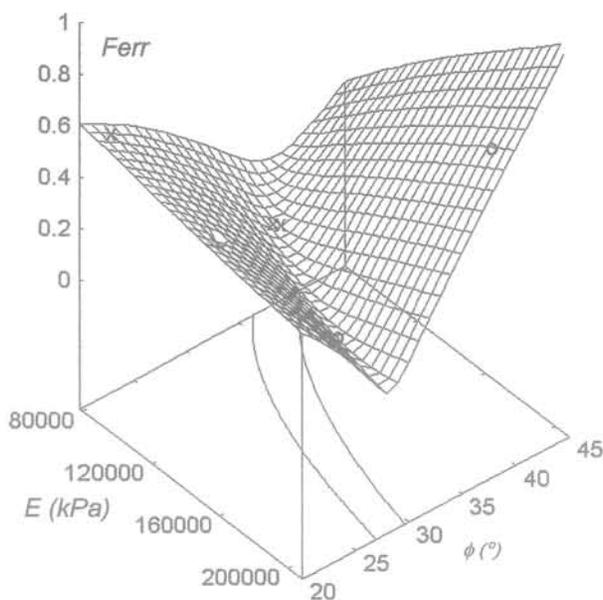


FIG. 11

$F_{err}(E, \phi)$  et chemins suivi par l'algorithme de minimisation ;  
 (o1) point initial  $E = 195\ 000$  kPa,  $\phi = 40^\circ$ ; (x1) point initial  $E = 83\ 200$  kPa,  $\phi = 22^\circ$ .  
 $F_{err}(E, \phi)$  and paths described by the algorithm of minimisation ;  
 (o1) initial point  $E = 195,000$  kPa,  $\phi = 40^\circ$ ; (x1) initial point  $E = 83,200$  kPa,  $\phi = 22^\circ$ .

4

## Conclusion

Les informations pouvant être directement tirées de l'essai pressiométrique sont considérables (pression des terres au repos, pression limite conventionnelle, module pressiométrique). Pourtant ces paramètres ne suffisent pas comme données d'entrée pour réaliser un calcul

d'ouvrage par éléments finis. Afin de compléter l'interprétation de cet essai nous avons tenté d'en faire une analyse inverse par simulation numérique directe. L'algorithme adopté fonctionne et le modèle de Mohr-Coulomb permet de bien reproduire la courbe pressiométrique mesurée in situ. Cependant, il ne semble pas possible d'identifier plus d'un paramètre de sol à partir de cette courbe. Il faut choisir entre l'identification du module d'Young  $E$  ou de celle de l'angle de frottement  $\phi$ .

## Bibliographie

- Cambou B., Bahar R. – Utilisation de l'essai pressiométrique pour l'identification de paramètres intrinsèques du comportement d'un sol. *Revue française de géotechnique*, n° 63, 1993, p. 39-50.
- Combarieu O. – L'essai pressiométrique et la résistance au cisaillement des sols. *Bulletin de Liaison des LPC* 196, mars-avril 1995, p. 43-50.
- Duncan J.M., Chang C.H. – Non linear analysis of stress and strain in soils. *J. of the Soils Mechanics and Foundation Division*, Proc. of the ASCE, vol. 96, n° SM5, sept. 1970.
- Fawaz A. – *Étude expérimentale et numérique du pressiomètre en milieu pulvérulent*. Thèse de Doctorat, INPG, Grenoble, 1993.
- Gens A., Ledesma A., Alonso E. – Back analysis using prior information – Application to the staged excavation of a cavern in rock. In Swoboda (ed.), *Numerical Methods in Geomechanics*, Innsbruck Balkema, Rotterdam, 1988.
- Gioda G., Maier G. – Direct search solution of an inverse problem in elastoplasticity: Identification of cohesion, friction angle and in situ stress by pressure tunnel tests. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol. 15, 1980, p. 1823-1848.
- Kazan Y. – Géologie du Liban vue par un géotechnicien, impact sur les modes de soutènement à Beyrouth. *Revue française de géotechnique*, n° 100, 2000, p. 75-82.
- Lecampion B., Constantinescu A., Nguyen Minh D. – Parameter identification for lined tunnels in viscoplastic medium. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 26, 2002, p. 1191-1211.
- Malécot Y., Flavigny E., Boulon M. – Identification of soil parameters for finite element simulation of geotechnical structures : pressuremeter test and excavation problem. *Proc. of the 2nd Int. Conf. in structural engineering and construction*, ISEC03, Rome, Balkema, 2003, p. 2393-2400.
- Ménard L. – Mesure in situ des propriétés physiques des sols. *Annales des ponts et chaussées*, vol. 14, 1957, p. 357-377.
- Mokrani L. – *Simulation physique du comportement des pieux à grande profondeur en chambre de calibration*. Thèse de Doctorat, INPG, Grenoble, 1991.
- PLAXIS, Finite Element Code for Soil and Rock Analyses <http://www.plaxis.nl/ie.html>.
- Renoud-Lias B. – *Étude du pressiomètre en milieu pulvérulent*. Thèse de Doctorat, Université Joseph-Fourier, Grenoble, 1978.
- Salençon J. – Expansion quasi statique d'une cavité cylindrique ou sphérique dans un milieu élastoplastique. *Annales des Ponts et chaussées*, vol. 3, 1966, p. 175-187.

# Estimation de la migration d'une pollution accidentelle dans un projet routier à l'aide des réseaux de neurones artificiels

E. EL TABACH  
L. LANCELOT  
I. SHAHROUR  
H. MAILLOT

Laboratoire de Mécanique  
de Lille (UMR CNRS 8107)  
Université des Sciences  
et Technologies de Lille  
(USTL), Polytech'Lille  
avenue Paul-Langevin  
59655 Villeneuve-d'Ascq  
Eddy.El-Tabach@polytech-  
lille.fr  
Laurent.Lancelot@polytech-  
lille.fr  
Isam.Shahrou@polytech-  
lille.fr  
Henri.maillot@polytech-lille.fr

Y. NAJJAR

Kansas State University, Dept.  
of Civil Engineering  
Manhattan,  
KS 66505 USA  
ea4146@ksu.edu

## Résumé

L'évaluation de la profondeur de la zone contaminée  $D$  en fonction du temps et de la quantité de polluant injectée dans un sol  $Q$  après une pollution routière accidentelle est essentielle pour étudier le risque de contamination de la ressource en eau souterraine et pour concevoir des plans d'intervention. Cet article présente une méthode pour estimer  $D$  et  $Q$  en utilisant les réseaux de neurones artificiels. Une base de données est produite à partir de cas simulés en utilisant un modèle par éléments finis. Plusieurs modèles de réseaux de neurones artificiels par rétropropagation de l'erreur sont évalués par leur capacité à généraliser la simulation sur des données indépendantes. Leur comportement est également comparé à un modèle plus classique de régression multilinéaire. Les réseaux de neurones montrent une très bonne aptitude à simuler les évolutions de  $D$  et  $Q$ .

La méthodologie proposée est appliquée à l'analyse du risque de pollution par le trichloréthylène des eaux souterraines le long de l'axe d'un projet routier dans le Nord de la France.

**Mots-clés :** eau, hydrocarbure, NAPL, non saturé, pollution accidentelle, réseaux de neurones artificiels, route, trichloréthylène.

## Estimating the migration of an accidental pollution in a highway project using artificial neural networks

## Abstract

Accurate estimation of depth of contaminated zone  $D$  and the quantity of pollutant injected into a soil  $Q$  after an accidental pollution occurred in road transport is essential to assess the risk of water resources contamination. This paper presents a method for estimating  $D$  and  $Q$  after an accidental pollutant discharge at the soil surface. First a database is generated from simulated cases using a finite element model. For each case,  $D$  and  $Q$  are computed as a function of the most related parameters. Different feedforward artificial neural networks with error backpropagation are trained and tested using subsets of the database, and the ability of these networks to generalize on independent simulated data are validated on another subset of the database. Their behavior is compared and analyzed with regard to more common multilinear regression approximation tool. The proposed method is used to analyze the risk for a DNAPL pollution of groundwater resources concerned by a road project in the north of France.

**Key words :** accidental pollution, artificial neural network, hydrocarbons, NAPL, numerical model, road, trichloroethylene, unsaturated, water.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1<sup>er</sup> mars 2006.

## Introduction

Les accidents routiers impliquant le déversement de matières toxiques ou dangereuses au cours de leur transport peuvent poser de graves problèmes environnementaux. Les hydrocarbures et les solvants chlorés (qui sont des liquides non miscibles avec l'eau, appelés *non aqueous phase liquids*, ou NAPL, dans la littérature anglo-saxonne) sont parmi les matières transportées les plus dangereuses. Ces produits ont des effets variables selon la quantité et la nature du produit déversé et la sensibilité du milieu récepteur. Les produits plus denses que l'eau (DNAPL) posent des problèmes majeurs car ils migrent plus profondément sous l'effet de la gravité et le volume de produit non piégé dans la zone non saturée du sol peut atteindre la nappe phréatique et la contaminer. L'impact d'un projet routier sur l'environnement doit ainsi être étudié avec attention dans le but, d'une part, d'optimiser son tracé lors de la phase de conception en fonction de diverses contraintes, dont la vulnérabilité des zones traversées à la pollution accidentelle et, d'autre part, pour élaborer un plan d'intervention en cas d'accident mettant en jeu une pollution.

Les zones vulnérables à la pollution le long du tracé routier peuvent s'étendre sur plusieurs kilomètres. Sur cette distance, la topographie, la géologie et les propriétés du sol peuvent varier dans une large mesure. De nombreux modèles numériques permettant de simuler le transfert des NAPL dans les sols non saturés existent (par exemple Guarnaccia *et al.*, 1997 ; Katyal *et al.*, 1991). Basés sur une description précise des mécanismes régissant le transfert (écoulement multiphasique, échanges entre phases, transport du polluant dilué dans les phases liquide et gazeuse), ces logiciels supposent la connaissance de paramètres nombreux dans une zone hétérogène, et ils exigent des efforts de calcul importants.

L'approche proposée dans cet article vise à limiter le recours à ces modèles et repose sur l'estimation de l'évolution de la contamination du sol à l'aide des réseaux de neurones artificiels. Ces réseaux sont construits sur une base de données obtenue par simulations numériques. La capacité de différents réseaux à généraliser la simulation à l'ensemble de la zone d'étude a été évaluée, analysée et comparée à une technique plus classique, à savoir la régression linéaire multiple. Le réseau optimal a été employé pour prévoir la profondeur de la zone contaminée dans le cas étudié, concernant le déversement accidentel de trichloréthylène le long de l'axe d'un projet routier dans le Nord de la France.

## Problème étudié – Méthodologie

### Présentation du cas étudié

Le projet routier concerne le passage à 2 x 2 voies de la RN2 entre Avesnes-sur-Helpe et Maubeuge (environ 20 kilomètres) dans le département du Nord. Glo-

balement orienté N-S, le projet traverse une vallée près de Bachant, où des captages importants d'eau potable sont localisés.

Dans ce secteur, des études géologiques et hydrogéologiques ont été réalisées, qui ont montré que le tracé envisagé repose sur une couche de calcaires carbonifères fracturés protégée par une épaisseur de 5 à 15 mètres de limons, sables limoneux et argiles limoneuses, et que la nappe d'eau exploitée se trouve à une profondeur variant de 5 à 25 mètres, à l'intérieur des calcaires fracturés (Fig. 1). Une série de sondages et d'essais a été effectuée : 26 sondages à la tarière, 5 sondages carottés, 20 piézomètres et 6 essais au pressiomètre. Ces sondages ont donné des indications sur la profondeur de la couche de couverture limoneuse. Les piézomètres ont permis de suivre les variations de profondeur de la nappe sur une période d'environ deux ans (septembre 2000 à avril 2002). En outre, des essais de perméabilité *in situ* et au laboratoire ont été effectués, et la perméabilité mesurée varie entre  $8 \times 10^{-10}$  et  $5 \times 10^{-7}$  m/s selon la teneur en argile. Les courbes de rétention de la couche de couverture limoneuse ont été également mesurées sur les cinq échantillons carottés en utilisant la méthode de l'extracteur à plaque, et les paramètres de la relation de Van Genuchten (1980) ont été déterminés en laboratoire (voir Tableau I).

La figure 1 montre également les zones en déblai et en remblai. Dans les zones en déblai le terrassement de la couche protectrice de couverture limoneuse peut augmenter la vulnérabilité de l'aquifère sous jacent pendant la phase de construction, mais ces zones seront protégées en phase d'exploitation (plate-forme étanche, bassins de rétention imperméables, dispositifs de collecte des effluents pollués). Par contre, dans les tronçons en remblai, il y a risque pour les véhicules de quitter accidentellement la route et de se retrouver au niveau du terrain naturel, menaçant ainsi les ressources d'eaux souterraines dans les zones vulnérables. La migration des polluants dans les sols limoneux de la couche de couverture de l'aquifère doit par conséquent être soigneusement analysée dans les zones où le profil est en remblai.

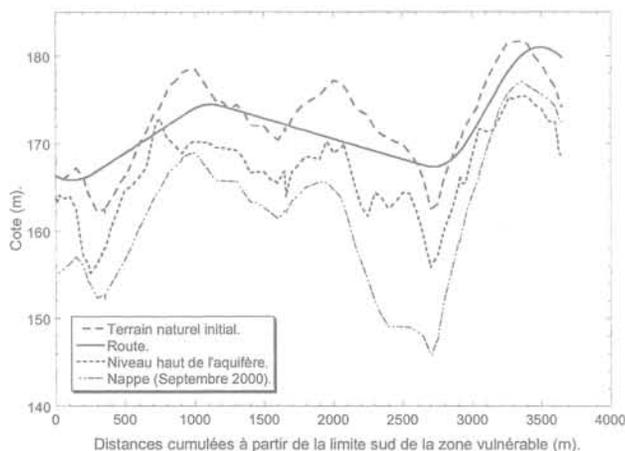


FIG. 1

Coupe verticale de l'axe de la route. Cross-section along the axis of the highway project.

**TABEAU 1** Propriétés des fluides et des sols.  
Fluid and porous media properties

		Eau	TCE	Air
Propriétés des fluides	$\rho$ (Kg/m <sup>3</sup> )	998,2	1456	1,17
	$\mu$ (Kg/(m.s))	0,001	0,000556	0,00002
	$\sigma_{\text{ap}}$ (dynes/m)	7 275	3 174	4 750
Propriétés des sols	Type du sol	$\phi$	k (m/s)	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )
	Limon	0,36	$10^{-6}, 10^{-7}, 10^{-8}$	1 760
	Craie	0,42	$1 \times 10^{-5}$	1 600
Relation pression capillaire-saturation	Saturations résiduelles (tous les types de sol)			
	$S_{\text{WR}}$	$S_{\text{GR}}$	${}^a S_{\text{NNWR}}$	${}^a S_{\text{NWR}}$
	0,068	0,02	0,16	0,12
	Paramètres du modèle de Van Genuchten (1980)			
	Type du sol	${}^b a_D$ (cm <sup>-1</sup> )	${}^b a_I$ (cm <sup>-1</sup> )	n
	Limons	0,004	0,008	1,25
Craie	0,02	0,04	1,3	

<sup>a</sup>  $S_{\text{NNWR}}$  and  $S_{\text{NWR}}$  sont, respectivement, la saturation résiduelle en polluant comme phase non mouillante (avec l'eau) ou comme phase mouillante (avec l'air).  
<sup>b</sup>  $D$  pour drainage et  $I$  pour imbibition.

## 2.2

### Méthodologie adoptée

Une étude numérique préliminaire par éléments finis a été entreprise pour simuler le transfert vertical d'un polluant de type NAPL. Cette étude a permis de dégager les paramètres ayant une influence sensible sur la réponse du modèle en terme de profondeur de sol contaminé à l'issue d'une certaine durée de mise en contact du polluant à sa surface. Parmi ceux-ci, certains ayant une importante variabilité naturelle (épaisseur de la couche de couverture, profondeur de la nappe, perméabilité de la couche de couverture) ont été retenus comme paramètres d'entrée pour les outils de prédiction de la contamination, de même que le paramètre temps de contact sol-polluant, qui est déterminant.

Compte tenu des résultats des différents sondages effectués le long du tracé de la route, et des temps d'intervention sur site prévisibles en cas d'accident, des intervalles représentatifs pour les quatre paramètres retenus ont été définis. Une base de données a été construite à partir des calculs par éléments finis effectués pour des combinaisons des paramètres pris dans leurs intervalles représentatifs. Cette base de données a ensuite servi à construire des modèles de prédiction de  $D$  et  $Q$  pour toute combinaison de paramètres d'entrée non comprise dans la base de données, afin d'estimer la migration de la pollution sur l'ensemble de la zone d'étude.

Différents modèles de prédiction de type réseau de neurones artificiels ont été construits en utilisant cette base, et leur aptitude à généraliser la simulation à des cas non utilisés pour leur construction a été évaluée. Le modèle le plus performant a été utilisé pour déter-

miner le profil de pollution le long de l'axe du projet routier.

## 3

### Modélisation numérique

#### 3.1

#### Modèle NAPL-Simulator

Le logiciel NAPL-Simulator (Guarnaccia *et al.*, 1997) a été développé pour simuler la migration des NAPL dans les sols non saturés. Pour un sol indéformable et isotrope, l'équation d'écoulement pour une phase donnée peut être écrite sous la forme suivante (Abriola et Pinder, 1985) :

$$\phi \frac{\partial(S_{\alpha} P_{\alpha})}{\partial t} = \nabla \cdot [(\rho_{\alpha} k k_{r\alpha} / \mu_{\alpha})(\nabla P_{\alpha} + \rho_{\alpha} g \nabla z)] \quad (1)$$

L'indice  $\alpha$  représente ici la phase fluide (eau, air ou polluant),  $\phi$  est la porosité du milieu poreux,  $S_{\alpha}$  et  $P_{\alpha}$  sont respectivement la saturation et la pression de la phase  $\alpha$ ,  $K$  est la perméabilité intrinsèque,  $K_{r\alpha}$  est la perméabilité relative à la phase  $\alpha$ ,  $\mu_{\alpha}$  et  $\rho_{\alpha}$  sont respectivement la viscosité et la masse volumique de la phase  $\alpha$ ,  $g$  est l'accélération gravitationnelle et  $z$  est la profondeur. Le logiciel comprend une description de la relation perméabilité relative-saturation-pression dans les milieux poreux biphasiques ou triphasiques et prend en compte les hystérésis et le piégeage des fluides. La technique de résolution utilisée dans ce logiciel est basée sur la méthode des éléments finis avec un schéma implicite en temps.

## Cas de référence

La colonne de sol de référence est représentative du profil géologique rencontré dans le Nord de la France (Fig. 2). Une couche constituée de limons ou d'alluvions, ayant une épaisseur  $H_c$  de 4,5 mètres et une perméabilité moyenne  $K = 10^{-7}$  m/s, recouvre une couche aquifère de craie d'approximativement 40 mètres d'épaisseur, renfermant la nappe exploitée, de profondeur  $H_w = 2$  mètres. Le modèle numérique utilisé est unidimensionnel. Les propriétés des sols, des fluides et les paramètres de la relation de saturation-pression de Van Genuchten (1980) sont données dans le tableau I.

Les simulations sont menées en considérant comme polluant le trichloréthylène (ou TCE), qui appartient à la famille des solvants chlorés. Le TCE compte parmi les produits les plus dangereux, en raison de sa basse viscosité et de sa densité relative élevée, et les cas de pollution de sols ou de nappes par ce produit font l'objet d'une littérature abondante (Pankow *et al.*, 1996). Les simulations sont effectuées en deux phases (Fig. 2). La première phase consiste à déterminer le profil de saturation initiale en eau qui est conditionné par le niveau de la nappe ( $H_w$ ) et les propriétés de rétention des sols. La seconde phase concerne le rejet du polluant, qui est simulé par l'application d'une charge constante  $e = 5$  cm à la surface du sol pendant un laps de temps  $t_c$ . Pour chaque simulation le profil de saturation ainsi que la quantité de polluant injecté dans le sol sont calculés en fonction du temps.

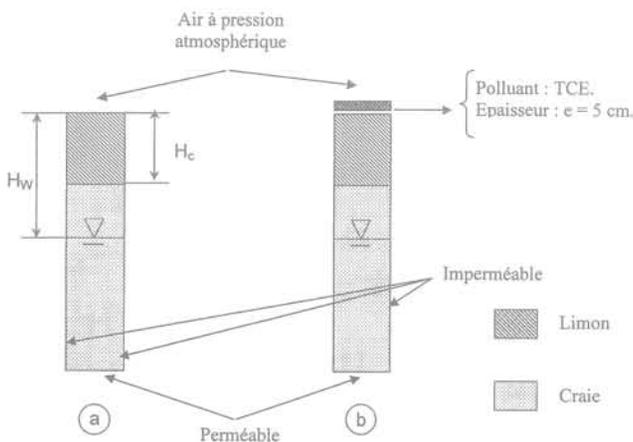


FIG. 2 Conditions initiales et aux limites pour les phases : (a) de drainage de la colonne de sol, (b) de simulation du déversement accidentel.  
Initial and boundary conditions for (a) drainage phase of the soil column, and (b) simulation of the accidental spill.

## Choix des variables d'entrées et constructions de la base de données

### Étude paramétrique

Une étude préliminaire a étudié l'influence des paramètres principaux du sol et du polluant et de la géométrie du problème sur la profondeur de la zone contaminée et la quantité de polluant infiltré, estimées à l'aide du logiciel NAPL-Simulator (Guarnaccia *et al.*, 1997) pour la colonne de sol de référence (Lancelot *et al.*, 2003). L'objectif poursuivi était double : identifier les paramètres prépondérants de la migration et estimer l'impact des erreurs et incertitudes liées à leur détermination. Il a été montré que la perméabilité  $K$  du sol de couverture a un impact majeur sur les simulations : elle contrôle à la fois la profondeur et la vitesse de migration du polluant. L'effet de la variabilité spatiale des paramètres géométriques comme l'épaisseur de la couche de couverture  $H_c$  et la profondeur de la nappe phréatique  $H_w$  a aussi été examiné. Si la couche de couverture, dont la perméabilité est nettement plus faible que celle de l'aquifère sous-jacent, est plus épaisse, il est clair que la protection de cette dernière contre la pollution sera plus efficace, tant en termes de profondeur contaminée que de quantité de polluant infiltrée. Par ailleurs, un niveau de nappe plus élevé se traduit par une migration du polluant plus rapide, car les forces de rétention dans la zone non saturée sont plus faibles. Enfin, les circonstances du déversement de polluant à la surface du sol ont également été prises en compte, et il a été montré que la durée  $t_c$  du contact entre le sol et le polluant était le facteur déterminant.

En conclusion de cette étude paramétrique, quatre paramètres d'entrée pour le modèle de prévision de la migration du polluant dans le sol ont été retenus : l'épaisseur  $H_c$  et la perméabilité  $K$  de la couche de couverture, la profondeur  $H_w$  de la nappe et le temps de contact  $t_c$  entre le polluant et la surface du sol.

### Base de données pour les modèles de prédiction

La base de données est employée pour créer les modèles de prévision de  $D$  et de  $Q$ . Elle a été construite à partir de simulations par éléments finis pour les combinaisons suivantes des paramètres d'entrée :  $1 \times 10^{-6}$  m/s,  $1 \times 10^{-7}$  m/s et  $1 \times 10^{-8}$  m/s pour  $K$ , 0,5, 1, 3, 5 et 7 jours pour  $t_c$ , 15 valeurs entre 0 et 20 mètres pour  $H_c$  et 9 valeurs entre 0 et 45 mètres pour  $H_w$ .

Au total, la base de données inclut plus de 2000 cas, qui sont divisés en 3 sous-ensembles. Le premier sous-ensemble, portant sur environ la moitié de la base de données, est employé pour créer les modèles par apprentissage. Le deuxième sous-ensemble (25 % de la base de données) est utilisé pour tester la performance des modèles en cours d'apprentissage. Ce processus permet en particulier d'optimiser la durée de cette phase, et de choisir l'architecture optimale (nombre de

neurones « cachés »). Le troisième sous-ensemble est enfin utilisé pour valider les modèles de prévision sur des cas « vierges ».

On notera que  $K$  intervient par son logarithme dans la base de données de manière à ne pas faire intervenir des ordres de grandeur trop hétérogènes dans les données. De même chaque paramètre d'entrée et de sortie a été normalisé relativement à ses valeurs minimum et maximum, ce qui permet, en disposant d'un ensemble de données plus homogène, un meilleur apprentissage du réseau.

5

## Modèles de prédiction de la migration de la contamination

5.1

### Modèles de régression linéaire multiple (RLM)

A partir de la base de données de cas de migration de polluant, il s'agit de généraliser l'estimation de cette migration pour tout point de la zone d'étude, donc pour toute combinaison des paramètres d'entrée. Le moyen le plus simple d'effectuer cette estimation est de procéder par régression linéaire sur les 4 paramètres d'entrée.

On recherchera donc une approximation  $g$  dépendant linéairement des 4 variables d'entrée  $X_j$  :

$$Y = g(X) = g(X_1, \dots, X_4) = a_1 X_1 + \dots + a_4 X_4 \quad (2)$$

Ainsi  $D$  (modèle 1) et  $Q$  (modèle 2) sont exprimés en fonction de  $\log(K)$ ,  $H_c$ ,  $H_w$  et  $t_c$ . Les coefficients du modèle sont déterminés par la méthode des moindres carrés à partir du premier sous-ensemble de la base de données, correspondant à la phase d'apprentissage. La qualité de prédiction du modèle peut être estimée en calculant le coefficient de détermination  $R^2$  (équation 10) sur les données du sous ensemble d'apprentissage, mais également sur le reste de la base de données, pour tester l'aptitude du modèle à généraliser sa prédiction.

Le tableau II résume les valeurs du coefficient de détermination obtenues par régression multilinéaire pour la profondeur contaminée  $D$  et la quantité de polluant injectée  $Q$ , sur l'ensemble de données correspondant à l'apprentissage (donc au calcul des coefficients

de la régression, équation 2) et sur des données n'ayant pas servi au cours de la phase d'apprentissage. On trouve des valeurs de  $R^2$  assez faibles (de l'ordre de 0,5 à 0,6), notamment pour  $Q$ , en particulier pour les données de validation. Un modèle linéaire sur les paramètres d'entrée choisis ne constitue donc pas un outil de simulation satisfaisant.

5.2

## Réseaux de neurones artificiels

5.2.1

### Construction des réseaux

La structure et le fonctionnement des réseaux de neurones artificiels sont très documentés (par exemple Fausett, 1994 ; Ripley, 1996 ; Najjar *et al.*, 1997 ; Maier et Dandy, 2000). On se contentera ici d'une brève description des RNA et de l'implémentation utilisée dans cette étude.

Les réseaux de neurones artificiels sont constitués de cellules élémentaires de calcul (nœuds ou neurones) interconnectés. Les réseaux les plus répandus sont les perceptrons multicouches à rétropropagation de l'erreur. L'architecture d'un tel réseau est schématisée sur la figure 3. Elle comporte 3 couches. La couche d'entrée transmet les variations du phénomène modélisé au réseau, dont les réponses sont matérialisées dans la couche de sortie. Une ou plusieurs couches intermédiaires (ou cachées) sont interconnectées aux couches d'entrée et de sortie. Le rôle de ces couches cachées est de permettre au réseau d'associer les entrées données aux sorties également connues, lors d'un processus d'apprentissage.

Mathématiquement, un réseau avec trois couches, où  $n$  est le nombre de nœuds d'entrées,  $m$  le nombre de nœuds cachés et  $k$  le nombre de nœuds de sortie, est basé sur l'équation suivante :

$$O_k = S \left( \sum_{j=1}^m W_{jk} \times S \left( \sum_{i=1}^n W_{ij} X_i \right) \right) \quad (3)$$

où  $S$  est une fonction de transfert, les facteurs  $W_{jk}$  sont les poids des connexions entre les neurones de la couche cachée et de la couche de sortie, les  $W_{ij}$  les poids des connexions entre les neurones de la couche d'entrée et ceux de la couche cachée, les  $O_k$  sont les

TABLEAU II Coefficients  $R^2$  entre les valeurs cibles et les valeurs estimées pour les différents modèles.  $R^2$  values between target and predicted outputs for all models.

$R^2$	Modèle RLM		Modèles MLP			
	Modèle 1	Modèle 2	Modèle 3	Modèle 4	Modèle 5	
			MLP (4, 29, 1)	MLP (4, 32, 1)	MLP (4, 27, 2)	
	$D$	$Q$	$D$	$Q$	$D$	$Q$
Phase d'apprentissage	0,639	0,527	0,978	0,989	0,976	0,993
Phase de test	-	-	0,978	0,980	0,974	0,984
Phase de validation	0,577	0,350	0,950	0,981	0,947	0,984

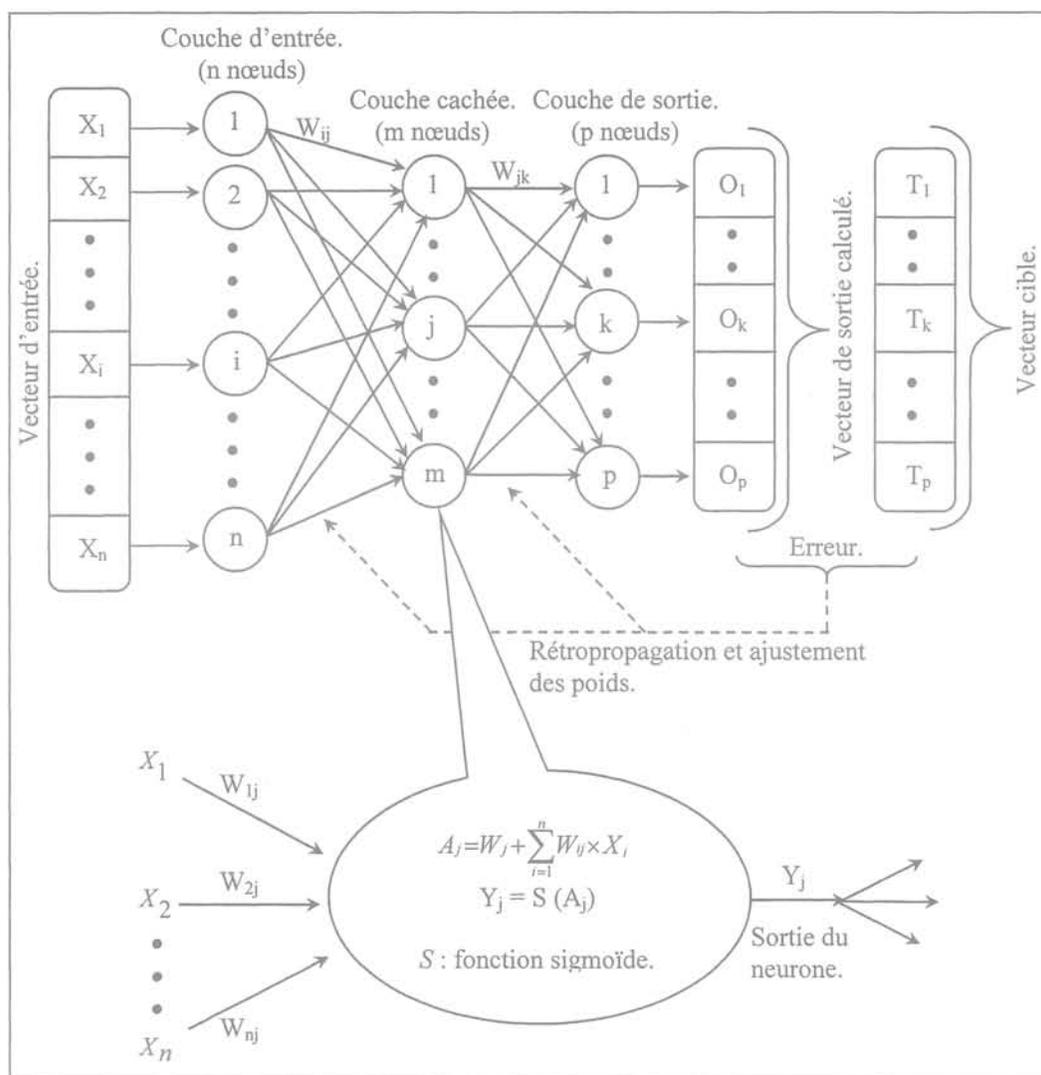


FIG. 3 Architecture d'un réseau à 3 couches avec rétropropagation de l'erreur.  
Architecture of a typical multilayer backpropagation artificial neural network.

valeurs de sortie du réseau tandis que les  $X_i$  symbolisent les entrées.

Dans la plupart des applications de ces réseaux la fonction de transfert utilisée est la fonction sigmoïdale (éq. 4). Elle est continue et différentiable, qualités requises dans le processus d'apprentissage des perceptrons multicouches.

$$S(x) = \frac{1}{1 + e^{-x}} \quad (4)$$

Le processus d'apprentissage consiste en l'ajustement des poids entre les couches afin de minimiser l'écart entre les sorties calculées par le réseau et les sorties cibles, connues. Il repose sur une technique de recherche de minimum dans l'espace de l'erreur globale en fonction des poids constituant les paramètres du réseau. Les données dédiées à cette phase d'apprentissage sont propagées de l'entrée à la sortie du réseau, et les erreurs entre les valeurs en sortie et les valeurs cibles sont « rétropropagées » en ajustant les poids de chaque connection d'après une règle d'apprentissage (*delta-rule*) afin de réduire l'erreur globale. Cet aller-retour est effectué pour tout cas de la base d'apprentissage, et répété encore jusqu'à ce que les sorties simulées et les valeurs cibles du réseau coïncident, à une certaine tolérance près.

L'erreur globale à minimiser fréquemment utilisée est l'erreur quadratique moyenne (*average squared error*, ASE), définie dans l'équation 5 :

$$ASE = \frac{1}{p} \times \frac{1}{s} \times \sum_{q=1}^s \sum_{k=1}^p (T_{qk} - O_{qk})^2 \quad (5)$$

où  $O_{qk}$  et  $T_{qk}$  sont respectivement les valeurs simulées et réelles du nœud de sortie  $k$  pour le cas  $q$ ,  $s$  est le nombre de cas,  $p$  est le nombre de nœuds de sortie.

Si on peut en théorie approcher d'aussi près qu'on veut les valeurs cibles à condition d'augmenter suffisamment le nombre de cycles d'apprentissage, il faut noter que ceci se fait, à partir d'un certain nombre de cycles, au détriment de l'aptitude du réseau à généraliser ses prédictions à des cas non utilisés au cours de cette phase d'apprentissage, ce qui est pourtant le but poursuivi. La technique de validation croisée (*cross-validation*) consiste alors à calculer l'erreur globale ASE simultanément sur les données d'apprentissage et sur des données de test, indépendantes, jusqu'à atteindre le minimum de l'erreur sur ces données de test (Fig. 4). L'apprentissage est alors considéré comme terminé.

## Architecture du réseau optimal

La performance globale d'un réseau dépend du nombre de couches cachées et du nombre de nœuds dans chaque couche cachée. Dans notre cas le réseau comporte 3 couches (soit une couche cachée). Pour déterminer le nombre optimal de neurones dans la couche cachée, on peut, de la même façon que pour la détermination du nombre optimal de cycles d'apprentissage, procéder par validation croisée. On augmente progressivement le nombre de nœuds dans la couche cachée en estimant à chaque fois l'erreur globale ASE (éq. 5) calculée pour le sous-ensemble de test de la base de données. Le nombre de nœuds cachés pour lequel cette erreur globale ASE commence à croître est pris comme optimum (Fig. 4).

Plusieurs formes d'architectures de réseau ont été tentées dans cette étude. Pour un réseau reliant les variables d'entrées  $\{X_1, X_2, \dots, X_n\}$  aux variables de sorties  $\{O_1, O_2, \dots, O_p\}$  et contenant une couche cachée avec  $m$  nœuds, on note :

$$\{O_1, O_2, \dots, O_p\} = \text{RNA}_{n-m-p} \{X_1, X_2, \dots, X_n\} \quad (6)$$

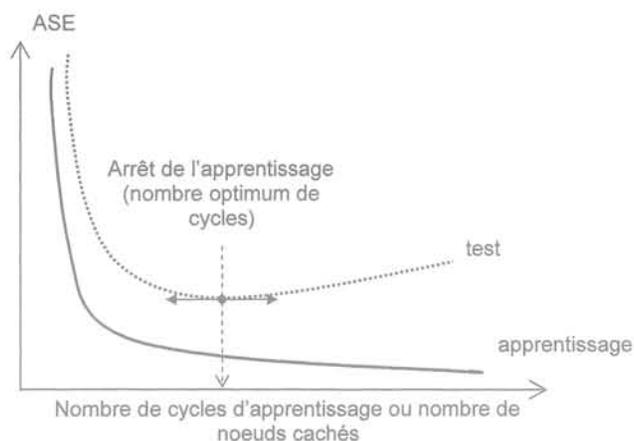


FIG. 4 Critère de convergence et architecture optimale du réseau.  
Convergence criterion and optimum network architecture.

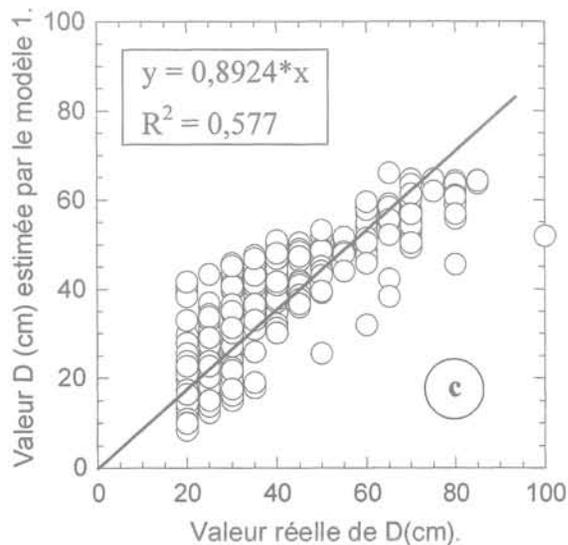
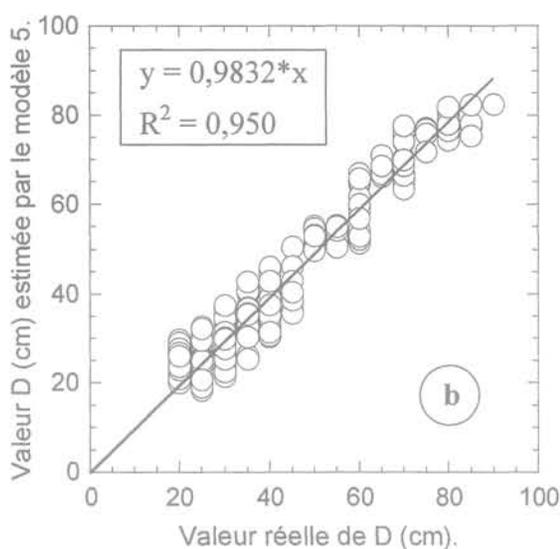
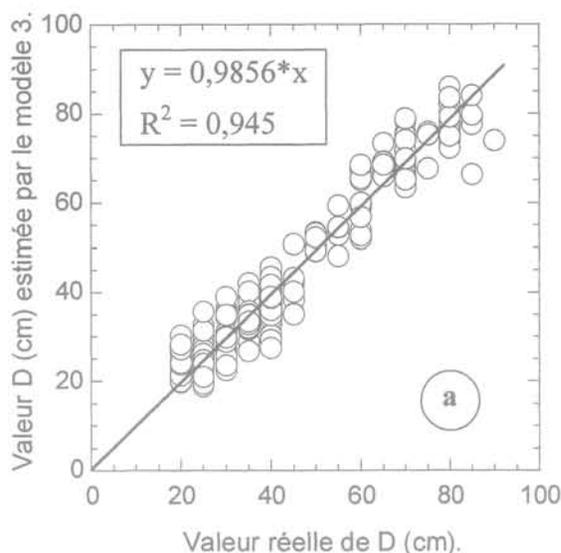


FIG. 5 Comparaison entre les valeurs cibles et les valeurs estimées de D pour les modèles 3 (RNA à paramètre de sortie unique, graphe a), 5 (RNA à 2 paramètres de sortie, graphe b) et 1 (régression multilinéaire, graphe c), phase de validation.

Comparison between target and predicted values for D using single output BPNN model 1 (a), combined outputs BPNN model 3 (b) and multi-linear regression model 4 (c) for validation phase.

Il est possible d'estimer D et Q à partir de deux réseaux séparés (modèles notés 3 et 4 respectivement, voir équations 7 et 8), mais il est également possible d'estimer D et Q au sein du même réseau (modèle 5) en considérant deux nœuds dans la couche de sortie (éq. 9). Le calcul du nombre optimal de nœuds cachés est de 29, 32 et 27 pour les modèles 3, 4 et 5 respectivement.

$$(D) = \text{RNA}_{4-29-1}(K, H_c, HW, t_c) \text{ (modèle 3)} \quad (7)$$

$$(Q) = \text{RNA}_{4-32-1}(K, H_c, HW, t_c) \text{ (modèle 4)} \quad (8)$$

$$(D, Q) = \text{RNA}_{4-27-2}(K, H_c, HW, t_c) \text{ (modèle 5)} \quad (9)$$

Il faut noter que la prévision simultanée de plusieurs paramètres de sortie dans un même réseau n'exige pas nécessairement une plus grande complexité par rapport à des réseaux séparés. Dans notre exemple, le modèle 5 contient en effet moins de nœuds dans la couche cachée que les autres modèles pour une erreur globale comparable. Physiquement, la profondeur D de la zone contaminée et la quantité Q de polluant injecté étant liées, cette dépendance a été identifiée et prise en compte par le réseau de neurones artificiels.

### 5.3

## Discussion sur la performance des modèles

La performance des modèles peut être visualisée en représentant graphiquement les valeurs simulées en fonction des valeurs cibles. La distance des points ainsi obtenus à la première bissectrice donne une indication sur la façon dont le modèle se comporte. Ainsi, la figure 5 montre la comparaison entre les valeurs prévues par réseaux de neurones et les valeurs cibles pour D, dans le cas du sous-ensemble de la base de données destiné à la validation, quand D est estimé en utilisant le modèle 3 (réseau avec D paramètre de sortie unique, figure 5a), ou le modèle 5 (réseau à sortie combinée D et Q, figure 5b). Sur les mêmes graphiques la droite de régression passant par l'origine est également tracée et le coefficient de détermination  $R^2$  pour cette ligne est calculé selon l'équation 10 :

$$R^2 = 1 - \frac{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (T_i - Y_i)^2}{\frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N (T_i - \bar{T})^2} \quad (10)$$

où : N est le nombre total de cas considérés ;

$Y_i$  est la valeur de sortie calculée par le modèle ;

$T_i$  est la valeur cible connue ;

$\bar{T}$  est la moyenne de l'ensemble des valeurs cibles pour les N cas considérés.

Un coefficient de détermination  $R^2$  proche de l'unité indique une forte corrélation entre les valeurs simulées et les valeurs cibles. Si la pente de la droite de tendance est proche de 1, le modèle constitue une bonne approximation des données cibles.

Comme montré sur la figure 5, les modèles 3 et 5 (réseaux de neurones) donnent de très bons résultats pour la simulation de D. Les coefficients de détermination pour les modèles 1 à 5 pour toutes les phases d'apprentissage, de test et de validation sont indiqués

dans le tableau II. Par contre, comme signalé au paragraphe 6.1, le modèle de régression multilinéaire ne parvient pas à prévoir les variations de D et, surtout, de Q de façon satisfaisante. La faible performance du modèle linéaire ne doit pas étonner : les phénomènes physiques représentés dans la base de données sont complexes et fortement non linéaires. Dans les réseaux de neurones artificiels, la non-linéarité est prise en compte par l'utilisation de fonctions de transfert non linéaires (éq. 5), et le degré de complexité peut être contrôlé en variant le nombre de nœuds dans la couche cachée. Les réseaux de neurones artificiels apparaissent donc comme un outil valable de prévision de la migration de la pollution dans le cas étudié.

### 6

## Application : analyse du risque pour un déversement accidentel de NAPL dans un projet routier

Dans cette section, on présente une application du réseau de neurones artificiel à l'estimation du risque de pollution de la nappe par déversement accidentel dans le cadre du projet routier présenté dans le § 2.1.

### 6.1

## Simulation de la profondeur de contamination le long de l'axe du projet

La figure 6 donne la profondeur de pénétration de polluant D estimée en utilisant le modèle 5. Les variations de D sont données pour une position particulière de la nappe phréatique (septembre 2000, basses eaux) et 5 valeurs du temps de contact  $t_c$  (de 0,5 à 7 jours). La profondeur de pénétration du trichloréthylène D montre un profil assez uniforme, variant par exemple

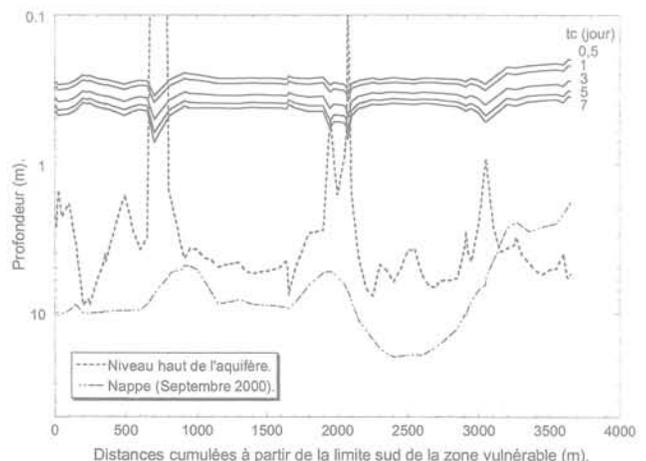


FIG. 6 Évolution de D le long de l'axe de la route pour différentes valeurs du temps de contact  $t_c$ . Evolution of D along the highway project axis for different values of contact time  $t_c$ .

entre 0,2 à 0,3 mètre pour une période de contact de 12 heures, qui est le délai moyen d'intervention estimé pour un déversement routier accidentel (Martin et Roux, 1999). Des profondeurs plus importantes sont évidemment atteintes pour des temps de contact du polluant à la surface du sol plus élevés (environ 0,5 m pour  $t_c = 7$  jours).

## 6.2

### Risque de contamination des eaux souterraines

Le profil de la profondeur de pénétration de polluant le long de l'axe de la route est utile parce qu'il donne une estimation de l'épaisseur de sol devant être traité ou enlevé après déversement du polluant, pour supprimer toute menace envers les eaux souterraines. Cependant une meilleure quantification du risque de pollution des eaux souterraines est obtenue si la profondeur de contamination  $D$  est représentée rapportée à l'épaisseur de la couche de couverture limoneuse  $H_c$ . La figure 7 donne la variation du rapport  $R = D/H_c$  pour  $t_c = 0,5$  jour. On retrouve un risque de contamination très élevé dans les zones en déblai, où l'épaisseur du sol de couverture a été réduite, voire complètement enlevée. La menace est cependant limitée à la durée de la phase de construction, durant laquelle toute mesure doit être prise pour éviter un déversement de polluant. Mais les secteurs critiques sont les zones hachurées sur la figure 7, qui correspondent aux zones en remblai, où le risque de mise en contact du polluant avec le milieu naturel persiste sur toute la durée de vie de l'ouvrage. On note que dans ces zones en remblai, le facteur  $R$  atteint 20 % au sud, contre environ 5 % ailleurs.

Cette étude simplifiée d'analyse du risque aide à identifier les zones les plus vulnérables du projet routier. Une analyse plus fine peut alors être conduite dans les zones affichant un facteur de risque  $R$  élevé, comme l'étude de l'influence du type de polluant ou de celle de facteurs météorologiques, et peut servir de base à des dispositions préventives ou des mesures curatives en cas d'accident.

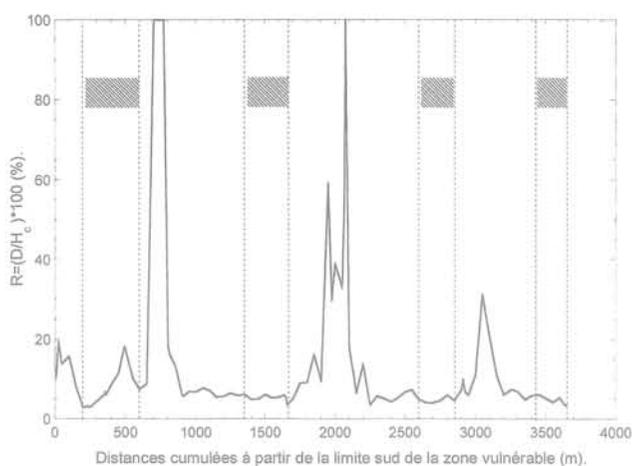


FIG. 7 Évolution du facteur de risque  $R$  le long de l'axe du projet routier pour  $t_c = 0,5$  jour. Evolution of risk factor  $R$  along the highway project axis for  $t_c = 0.5$  day.

## 7

### Conclusion

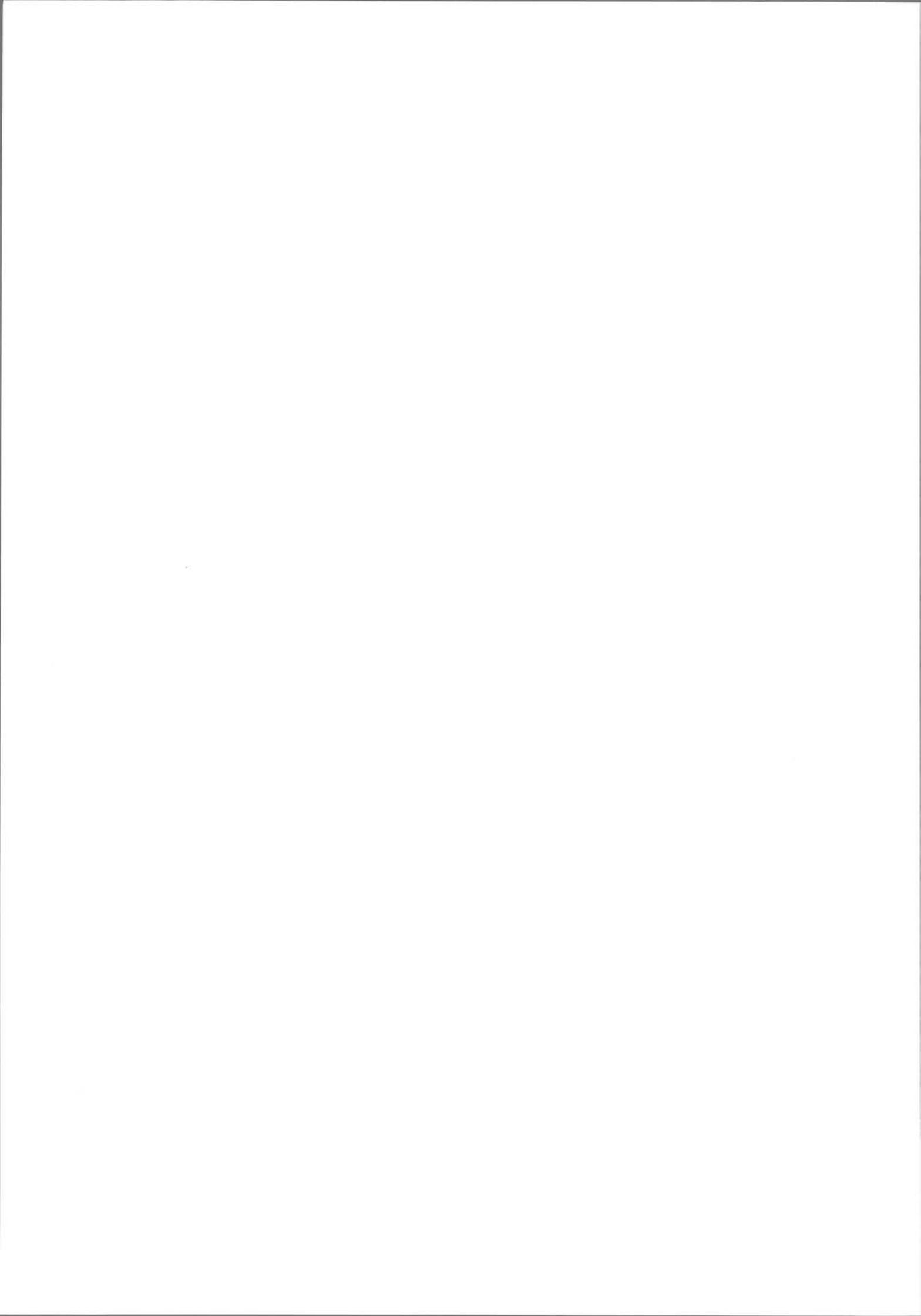
Cet article propose une approche basée sur les réseaux de neurones artificiels pour l'évaluation de la contamination d'un sol non saturé par déversement accidentel de polluant. L'étude vise l'analyse du risque de contamination des ressources en eau par déversement de polluants suite à un accident routier.

En l'absence des données de terrains sur la migration de polluants dans les sols non saturés, une base de données a été construite en utilisant une modélisation par éléments finis. Cette base de données a été ensuite utilisée pour calibrer le modèle « réseaux de neurones », qui a servi à établir le risque de pollution de la nappe dans une zone concernée par un projet routier.

L'étude réalisée montre que le modèle « réseaux de neurones » constitue un outil fort intéressant pour la modélisation du transfert de polluants dans les sols non saturés et pour l'étude d'impact de la construction des routes sur le sol et les ressources en eau.

### Bibliographie

- Abriola L.M., Pinder G.F. – A multiphase approach to the modeling of porous media contamination by organic compounds 1. Equation development. *Water Resources Research* 21, 1985, p. 19-26.
- Fausett L.V. – *Fundamentals neural networks: Architecture, algorithms, and applications*. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1994.
- Guarnaccia J., Pinder G., Fishman M. – *NAPL: Simulator documentation*. EPA/600/R-97/102, Environmental Protection Agency, United States, 1997.
- Katyal A.K., Kaluarachchi, Parker J.C. – *Mofat: a two-dimensional finite element program for multiphase flow and multi-component transport, program documentation and user's guide*. EPA/600/2-91/020, Environmental Protection Agency, USA, 1991.
- Lancelot L., El Tabach E., Shahrour I. – *Étude d'impact de la mise à 2x2 voies de la RN 2 entre Avesnes-sur-Helpe et Maubeuge sur les champs captants du synclinal de Bachant: modélisation des transferts de polluants*. Rapport final à la DDE de Nord, 2003.
- Maier H.R., Dandy G.C. – Neural networks for the prediction and forecasting of water resources variables: a review of modeling issues and applications. *Environmental Modelling & Software* 15, 2000, p. 101-124.
- Martin J.-C., Roux J.-C. – *Pollutions accidentelles routières et autoroutières*. Manuels et Méthodes 36, BRGM, France, 1999.
- Najjar Y.M., Basheer I.A., Hajmeer M.N. – Computational neural networks for predictive microbiology: i. Methodology. *International Journal of Food Microbiology* 34, 1997, p. 27-49.
- Pankow J.F., Stan Feenstra, Cherry J.A., Ryan M.C. – *Dense Chlorinated Solvents in Groundwater: Background and History of the Problem, Dense Chlorinated Solvents and other DNAPLs in Groundwater*. J.F. Pankow and J.A. Cherry (eds), Waterloo Press, Ontario, 1996.
- Ripley B.D. – *Pattern recognition and neural networks*, Cambridge University Press, 1996, 403 p.
- Van Genuchten M.T. – A closed-form equation for the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal* 44, 1980, p. 892-898.
- Zurada J.M. – *Introduction to artificial neural systems*, West Publishing Company, St. Paul, 1992.



# Le rôle de l'expérience dans la pratique de la géotechnique

**J.-P. MAGNAN**

Laboratoire central  
des ponts et chaussées  
58, bd Lefebvre  
75732 Paris Cedex 15

## Résumé

L'importance de l'expérience comme référence majeure pour les études géotechniques a été affirmée par tous les grands ingénieurs qui ont dû concevoir des projets ou analyser des accidents d'origine géotechnique. Cette conférence rappelle certaines de ces déclarations historiques puis analyse, pour les grandes catégories d'ouvrages géotechniques, les principes, données ou raisonnements qui sont issus de l'expérience et comment on pourrait les transmettre aux générations futures.

## The role of experience in geotechnical engineering practice

## Abstract

The importance of experience as a major reference for geotechnical studies was expressed by all the leading engineers who had to design structures or analyse accidents from geotechnical origin. This paper recalls some of these historic papers then analyses, for each broad type of geotechnical structures the principles, data or ways of reasoning which come from experience and how they could be transmitted to the next generations.

*NDLR : Les discussions sur  
cet article sont acceptées  
jusqu'au 1<sup>er</sup> mars 2006.*

## Introduction

Les actes de congrès et de colloques, comme les revues de géotechnique et même la plupart des manuels d'enseignement donnent beaucoup d'informations sur le comportement des sols, les méthodes de calcul et les méthodes de mesure. Ils expliquent beaucoup plus rarement à quoi ressemblent les ouvrages géotechniques, quels problèmes attend l'ingénieur dans les études de conception de ces ouvrages, comment on les aborde et on les résout, en général dans un délai imposé et avec des moyens limités. En fait, ils parlent peu de l'expérience, qui est l'autre pilier de la géotechnique et s'acquiert progressivement dans la vie professionnelle. C'est l'importance de l'expérience qui constitue le thème central dans cette conférence.

Dire que l'expérience joue un rôle majeur en géotechnique n'est pas une nouveauté. Si l'on cherche un peu dans des ouvrages publiés au XX<sup>e</sup> siècle, on retrouve l'affirmation de l'importance de l'observation et de la prééminence de l'expérience. La section 2 de cette conférence regroupe quelques-uns de ces textes, dont il me semble que la méditation reste utile.

Dans les sections suivantes, la nature et la place de l'expérience sont analysées, tant au plan général que dans différents domaines de la géotechnique (problèmes d'ouvrages en terre, de fondations, de soutènements ou de pentes). On y voit que l'activité des géotechniciens s'appuie sur de nombreux outils de calcul, mais que la conception des ouvrages, l'évaluation des aléas et l'expertise des incidents ou accidents d'origine géotechnique sortent en partie du domaine de l'analyse déductive et mathématique pour utiliser des principes, des données et des raisonnements qui sont directement issus de l'expérience.

Nous verrons enfin comment la référence à l'expérience pourrait être formalisée dans l'enseignement de la géotechnique.

## Quelques extraits d'ouvrages classiques

Les citations regroupées ici ne traduisent pas de volonté d'exhaustivité. Les livres cités avaient pour eux d'être présents dans mes souvenirs ou dans ma bibliothèque. J'y ai retrouvé des idées qui, avec parfois quelques corrections d'époque, sont celles que je voudrais défendre ici.

Armand Mayer, dont je me souviens encore de la présence assidue aux réunions du Comité français de mécanique des sols dans les premières années de ma carrière, a publié en 1939 un petit (de format) ouvrage de 204 pages dans la collection « Section du Génie Civil » chez Armand Colin, sous le titre de *Sols et fondations*. L'avant-propos nous éclaire sur les pensées et objectifs de l'auteur :

« L'objet de ce petit ouvrage est d'indiquer au lecteur de quelle manière on peut aujourd'hui, en se plaçant au point de vue du constructeur, envisager les études de terrain et la préparation d'un projet de fondations. Nous avons cherché à montrer de quelle manière un certain nombre d'observateurs et de tech-

niciens avaient essayé de combler le fossé qui séparait, jusqu'à très récemment, la géologie des travaux publics, en complétant la reconnaissance des terrains telle qu'elle résulte des études géologiques, par la mesure de leurs caractéristiques mécaniques, qui, seules, importent au constructeur. Après avoir indiqué la façon dont étaient exécutées les mesures, nous avons cherché à montrer comment on pouvait en utiliser les résultats. Nous nous sommes, à cet égard, soigneusement gardés de l'application des méthodes de l'analyse mathématique, dont le caractère rigoureux et imperturbable ne sert souvent qu'à dissimuler l'imprécision de l'hypothèse sur laquelle elle se fonde. Nous avons essayé, toutes les fois que nous l'avons pu, de partir des données de l'expérience pour en déduire plutôt l'allure des phénomènes que des conclusions générales précises, impossibles à formuler dans ce domaine. Nous avons d'ailleurs indiqué, à l'occasion de l'examen de quelques problèmes particuliers, l'écart considérable constaté entre les résultats expérimentaux et certaines déductions obtenues par le calcul et le plus généralement admises.

« La mécanique des sols n'en est pas encore à aspirer à la précision mathématique et tout notre effort à tendu à la vérification des hypothèses qui pourraient être prises dans l'avenir comme base d'une étude plus serrée. Dans certains cas, des résultats sont atteints. Dans d'autres, les essais sont en cours. D'autres fois enfin, l'hétérogénéité des sols fait craindre qu'il ne soit jamais possible de dépasser le stade de la connaissance qualitative. C'est d'ailleurs, il faut le reconnaître, ce qui fait l'intérêt et le caractère passionnant de cette étude. Chaque problème est un cas particulier qui doit être étudié en soi-même, indépendamment de tous ceux qui ont pu être résolus antérieurement.

« L'application brutale d'une formule générale ne remplacera jamais l'observation directe et le raisonnement particulier ; une solution ne vaudra que pour le cas qui aura été l'occasion de sa mise au point et toute extrapolation devra être précédée des vérifications indispensables. Ces observations, ces vérifications s'effectuent pour une part sur le terrain, pour une autre au laboratoire. Avant d'indiquer les méthodes que l'on y applique, qu'il nous soit permis de remercier ici tous ceux qui nous ont permis de réaliser le premier laboratoire français d'étude du sol et des fondations et en particulier, MM. Lasalle et Caloni, président et délégué général des Laboratoires du bâtiment et des travaux publics, ainsi que tous ceux, en particulier M. Charles Granger, qui y ont collaboré avec nous depuis sa fondation et l'ont amené à son degré de développement actuel. »

En 1949, Caquot et Kerisel publient un *Traité de mécanique des sols*, présenté comme la deuxième édition du livre antérieur d'A. Caquot intitulé *Équilibre des massifs à frottement interne. Stabilité des terres pulvérulentes et cohérentes* (1934). La lecture de la préface ne donne pas la même impression que celle du texte de Mayer. J'ai gardé tout de même des extraits de cette préface, car elle me semble typique de l'autre regard sur la géotechnique, considérée comme une branche de la mécanique.

« La mécanique des sols concerne l'application des lois de la mécanique et de l'hydraulique aux problèmes qui se posent à propos de l'étude des sols de fondation ; elle constitue donc un chapitre de la résistance des

matériaux, spécialement applicable aux matériaux constitutifs de l'écorce terrestre que l'on trouve dans les zones où l'Ingénieur et l'Architecte sont amenés à construire des ouvrages de génie civil ou des bâtiments. [...]

« Les problèmes de ce genre se sont posés à l'homme depuis la plus haute antiquité, aussi bien à l'homme primitif pour fonder sur pilotis ses premières cités lacustres qu'aux bâtisseurs des cathédrales.

« Au XVII<sup>e</sup> siècle, la mécanique des sols est étudiée pour la première fois et la plus importante contribution fut apportée par la France et en particulier par les ingénieurs militaires du Roi; plus de la moitié des traités publiés dans le monde sur la matière avant 1850 émanent de Français. L'essai de Coulomb de 1773, présenté à l'Académie royale des sciences à Paris [...] est le traité fondamental, suivi par de nombreuses études énonçant pour la première fois la loi de base correcte, qui va déterminer toutes les méthodes scientifiques d'investigation.

« Dans les dernières années, cette science s'est surtout développée grâce aux recherches dans les pays où la médiocrité du terrain de fondation posait des problèmes essentiels à l'activité des Ingénieurs et Architectes. C'est ce qui explique la contribution importante apportée par les écoles hollandaise et viennoise. Qu'il s'agisse des sols alluvionnaires des Pays-Bas ou de la vallée du Danube, les problèmes difficiles de fondations dans ces deux régions appellent des études scientifiques pour les édifices à construire. [...]

« Lorsque l'on construit un pont, par exemple, on travaille en utilisant des matériaux manufacturés et homogènes dont les propriétés mécaniques sont bien connues et néanmoins l'on admet dans le calcul des coefficients de sécurité qui ne sont jamais inférieurs à 2. Il n'en est pas de même dans la mécanique des sols: les formations géologiques et les propriétés des sols de fondation varient d'un point à l'autre et sont souvent complexes. En raison de ces circonstances, les coefficients de sécurité réels étaient autrefois souvent bien inférieurs aux précédents, comme dans d'autres cas beaucoup plus élevés. La science du sol permet aujourd'hui de sortir de cette incertitude.

« Certains ont voulu apercevoir dans la mécanique des sols deux écoles, l'une théorique, l'autre expérimentale. Il n'en est plus de même aujourd'hui où l'expérience fournit à la théorie les bases correctes, les déductions mathématiques qui en résultent étant ensuite vérifiées par l'expérience.

« Les noms des Français Coulomb, Poincelet, Poisson, Darcy, Boussinesq et Résal dominent les études théoriques de la mécanique des sols; mais ainsi que le note un savant anglais, M. Golder, qui vient de faire une étude comparative des laboratoires des sols dans les différentes nations européennes, les études expérimentales dans notre pays n'ont pas suivi le même rythme.

« Les laboratoires en service aujourd'hui comblent cette lacune. [...]

« Rompant délibérément avec les méthodes semi-empiriques usuelles de calcul des tassements qui consistent à rechercher d'abord les composantes verticales des contraintes agissantes, nous les avons calculées d'après l'intégralité du tenseur par la formule de Boussinesq. [...]

« Nous montrons d'ailleurs que tout phénomène de

mécanique des sols exige l'examen séparé des deux tenseurs solide et liquide: la courbe intrinsèque qui apparaît dans un essai rapide ne correspond à aucune réalité physique. [...]

C'est un bel exemple de confiance dans l'approche française des siècles précédents, où le comportement de la nature doit par principe découler de quelques lois de base, déjà connues à l'époque.

Les réflexions de K. Terzaghi considèrent la géotechnique d'un point de vue qui est certainement plus proche de celui d'A. Mayer que de celui de Caquot et Kerisel. J'ai retenu quelques courts passages du livre intitulé *From theory to practice in soil mechanics. Selections from the writings of Karl Terzaghi* (préparé par L. Bjerrum et al. par publié en 1960 par John Wiley and Sons, trois ans avant son décès) et d'un article récent de R.E. Goodman intitulé « Karl Terzaghi's legacy in Geotechnical Engineering » et publié dans le numéro d'octobre 2002 du magazine *Geo-Strata* de l'ASCE. R.E. Goodman est, par ailleurs, l'auteur d'un livre intitulé *Karl Terzaghi, the engineer as artist*.

R.E. Goodman écrit:

« Karl Terzaghi (1883-1963) fut le premier à élaborer une mécanique des sols complète, avec la publication de *Erdbaumechanik* en 1925. Sa formulation du principe des contraintes effectives et de son influence sur le calcul des tassements, la résistance, la perméabilité et l'érosion des sols sont sa contribution la plus prodigieuse. Mais Terzaghi a aussi eu un rôle de pionnier pour un grand nombre de méthodes et de procédures de reconnaissance, d'analyse, d'essai, d'instrumentation et de pratiques qui définissent le champ que nous appelons maintenant géotechnique.

« Parmi les publications, rapports et conférences de Terzaghi, on trouve des contributions stimulantes sur un domaine très large, incluant: les méthodes de classification des sols et des roches, les phénomènes de capillarité dans les sols, la théorie et l'observation de la consolidation et du tassement, l'érosion interne et sa prévention, la conception et la construction des barrages en terre, en enrochements et en béton sur tous types de fondations, les ancrages dans le sol pour les ponts suspendus, la mesure en place et en laboratoire des pressions interstitielles et des propriétés des sols, l'utilisation des réseaux d'écoulement en deux et trois dimensions, la conception des puits de drainage et des tunnels, la conception des ouvrages fluviaux et maritimes pour résister à l'érosion, les variations de la pression des terres sur les murs et les rideaux, la construction dans les zones de pergélisol, les fondations sur pieux, l'amélioration des sols par compactage, par battage de pieux, par injection et incorporation de géotextiles, les tunnels dans les sols et les roches, la géologie de l'ingénieur, la formation et l'effondrement des entonnoirs karstiques, les affaissements régionaux dus aux pompages pétroliers et les glissements de terrain. [...]

« Bien qu'il ait été un grand éducateur, Terzaghi développa progressivement une suspicion envers l'éducation formelle, dont il pensait qu'elle pouvait obscurcir l'observation des nouveaux phénomènes. Il exprimait la plus grande admiration pour les autodidactes qui apprenaient en ouvrant leurs yeux et leurs esprits. [...]

« Lorsque l'on passe en revue l'étendue de ses contributions et sa maîtrise du domaine, il est intéressant d'examiner la formation et les intérêts de Terzaghi,

ainsi que sa philosophie et ses méthodes de travail. Son éducation combinait la rigueur et la formation militaire autrichiennes avec une passion pour l'observation des sciences naturelles et la contemplation de la beauté de la nature. Ses intérêts étaient très variés : la construction, la géologie, les mathématiques, la philosophie et l'éthique, l'architecture, les fleurs, la natation, la conversation, les voyages, la littérature, la musique, l'art, les femmes, les hommes et l'écriture. [...]

« Les objectifs de Terzaghi [...] changèrent brutalement vers l'âge de 43 ans (1926). Pendant sa vie d'homme jeune, il avait cherché à développer une méthodologie d'analyse rationnelle, analytique ou empirique, qui tienne compte des contraintes géologiques, pour le calcul des ouvrages fondés sur les sols (et, dans une moindre mesure, les roches). A l'âge mûr, ayant atteint ce premier objectif, il poursuivit avec passion sa pratique de l'ingénierie pour tester et tempérer les méthodes émergentes par les réalités physiques. Dans cette démarche, il fut de plus en plus préoccupé par la difficulté d'en savoir assez sur la morphologie et les propriétés du site pour fixer la conception du projet avant le début de la construction. Cette préoccupation l'entraîna encore plus vers l'observation de la réponse du sol et de l'ouvrage pendant la construction afin d'alimenter une révision permanente des projets, ce qui fit de lui, avec son collaborateur Ralph Peck, un partisan et un praticien de la "méthode observationnelle". Malgré les contributions considérables de Terzaghi aux progrès de la théorie de la mécanique des sols, il conseillait pour cette raison avec insistance à la profession de rester en contact avec le comportement des sols réels dans la pratique de la géotechnique. [...]

« Karl Terzaghi fut un ingénieur remarquable et passionné. Comme il le dit lui-même : "Toutes les modestes réalisations que j'ai à mon crédit peuvent être décrites par une formule simple... Guidé par le bon sens et des observations fortuites, j'ai reconnu les points faibles des procédures traditionnelles et j'ai essayé de les rendre moins faibles. Parfois j'ai échoué mais en général j'ai réussi". »

Dans les œuvres écrites de Terzaghi, les discours d'ouverture des Congrès de mécanique des sols de Cambridge (États-Unis), en 1936, et de Londres, en 1957, illustrent les remarques précédentes. En 1936, K. Terzaghi termine son discours par ces phrases :

« [...] la fonction de cette conférence est simple. Elle consiste essentiellement à établir des contacts personnels entre ceux qui sont intéressés par la mécanique des sols du point de vue de la théorie ou de la pratique et de stimuler les échanges d'expérience. Bien qu'elle soit apparue il y a moins de 25 ans, la mécanique des sols est déjà assez vieille pour avoir acquis la modestie qui naît de l'expérience. Nous savons aujourd'hui que rien d'utile ne peut être accompli dans cette discipline sans la coopération intelligente et patiente de l'ingénieur praticien sur le terrain. Certaines des contributions les plus importantes à ce congrès sont le résultat direct d'une telle coopération. Pour cette raison, nous sommes très heureux d'accueillir parmi les participants du congrès un grand nombre de dirigeants remarquables et d'ingénieurs expérimentés du monde de la construction. Comme ces hommes doivent leur succès et leur position professionnelle à leur capacité de distinguer la réalité de la fiction, je suis sûr qu'ils vont apprécier nos sentiments envers la sagesse des

manuels à demi cuits et nous aider à descendre vers les faits tangibles. »

Dans son allocution de 1957, il déclare :

« [...] Cette conclusion me conduit au dernier sujet de mon discours, qui est la façon de transmettre efficacement ces connaissances et ces visions nouvelles à la génération suivante. Pour répondre à cette question, nous devons examiner les pré-requis des activités artistiques au sens le plus large du terme.

« Pour pratiquer un art avec succès, il faut posséder la capacité, attribuée à Théodore Roosevelt, de "penser avec ses hanches". En d'autres termes, il faut être capable d'arriver à des conclusions correctes sans passer par un raisonnement logique. [...]

« Le même processus de développement peut être retrouvé dans la vie de quasiment tout ingénieur qui a acquis une réputation justifiée de « jugement sain ». Lorsqu'il était étudiant, il travaillait avec sa tête en allant aussi loin que le raisonnement logique pouvait l'emmener. Au début de sa vie professionnelle, la partie utile de ce qu'il avait appris est progressivement entrée dans son subconscient et il a pu alors aborder sans grand risque des problèmes d'ingénierie qui ne pouvaient être résolus par des procédures rationnelles, ce qu'il ne pouvait faire plus tôt. Les étudiants qui observent un tel ingénieur en action peuvent en déduire que le temps qu'ils doivent passer à absorber de la théorie est du temps perdu, mais cette conclusion serait erronée. L'ingénieur qu'ils observent n'aurait jamais atteint un tel niveau de perfection s'il n'avait d'abord appris et complètement digéré chacun des nodules d'information qui ont une utilité directe pour ses activités professionnelles. Les détails des théories peuvent sortir de sa mémoire, mais leur essence devient de plus en plus active au fil des ans. Pour cette raison, le secret d'une éducation professionnelle efficace réside dans l'affirmation permanente de ce qui mérite d'être absorbé et ensuite digéré, et sur les incertitudes qui sont inévitablement associées à l'application des théories mathématiques aux problèmes d'ingénierie. »

Je ne saurais enfin assez recommander à tous les ingénieurs, et notamment à ceux qui consacrent leur vie à la géotechnique, de lire l'ouvrage préparé par J. Dunnycliff et D.U. Deere et publié en 1984 par John Wiley and Sons sous le titre *Judgement in geotechnical engineering. The professional legacy of Ralph B. Peck.*

La question de la place de l'expérience parmi les outils des ingénieurs géotechniciens est donc débattue depuis longtemps, mais elle reste d'actualité.

3

## Qu'est-ce que l'expérience

L'expérience peut être définie de différentes façons : elle peut recouvrir les capacités qu'acquiert l'ingénieur dans sa vie professionnelle, à la fois par l'observation, l'analyse de problèmes variés et la réflexion, ou ce qu'il a appris après la fin de sa formation. Cette expérience est implicitement une expérience individuelle.

Mais on peut aussi définir l'expérience « en creux » par rapport à une idée citée plus haut, qui est que l'approche scientifique utilise les mathématiques pour

déduire de lois physiques simples (et déjà connues) les comportements des massifs de sols que l'on valide par d'autres études expérimentales. L'expérience est alors tout ce qui, dans l'activité des ingénieurs, ne répond pas à cette définition. Il ne faut pas en déduire que l'expérience est dans ce cas tout ce qui est « non scientifique » : elle est aussi scientifique que la construction de modèles, mais selon une autre logique.

En géotechnique, la liste des connaissances et des outils issus de l'expérience est longue. Elle comprend à la fois les règles de gestion de la sécurité des ouvrages, l'appréciation des écarts entre les résultats de calculs et la réalité, certaines méthodes de calcul, les règles pratiques de programmation et d'interprétation des reconnaissances géotechniques, les dimensions courantes ou optimales des ouvrages, la connaissance des aléas et l'évaluation des risques. L'expérience est alors à la fois individuelle et collective et résulte en grande partie de l'activité de grands laboratoires, centres de recherche ou bureaux d'ingénierie comme ont pu l'être, en France, les services techniques d'EDF, le Centre expérimental du bâtiment et des travaux publics (CEBTP) et les services techniques du ministère des Travaux publics, puis de l'Équipement : Service technique des routes et autoroutes (SETRA), conjointement avec le Laboratoire central des ponts et chaussées (LCPC) et le réseau des laboratoires régionaux des ponts et chaussées puis des centres d'études techniques de l'équipement (CETE), Centre d'étude des tunnels (CETu), Centre d'études techniques maritimes et fluviales (CETMEF). Beaucoup de pays ont créé des organismes aux fonctions comparables, TRRL et BRE au Royaume-Uni, BAST et BAW en Allemagne, CEDEX en Espagne, LNEC au Portugal, les instituts géotechniques suédois, norvégien et danois, GeoDelft aux Pays-Bas, le Laboratoire géotechnique de l'État, le CRR et le CSTC en Belgique... La liste est longue, mais traduit assez bien l'importance accordée à la maîtrise des connaissances et techniques de la géotechnique par l'action collective, associant la pratique de la géotechnique et la recherche appliquée, souvent avec des outils de calcul mais toujours avec des démarches appuyées sur l'expérimentation et l'observation de la nature et des ouvrages.

4

## Exemples

4.1

### Généralités

Le rôle majeur de l'expérience dans la pratique de la géotechnique est lié aux limites de la modélisation du comportement des sols, des roches et des ouvrages.

La démarche de conception des ouvrages manufacturés du génie civil et du bâtiment s'est structurée autour de l'étude séparée de la fabrication et des propriétés et des matériaux, d'une part, et du calcul, d'autre part, l'incertitude provenant pour l'essentiel des charges : le modèle géométrique est fixé d'abord ; le comportement des matériaux est connu et l'on peut spécifier les valeurs des paramètres ; le modèle de calcul fait le reste, avec quelques « garde-fous » issus de la pratique (règles de ferrailage, de soudure, etc.).

La géotechnique s'est développée dans un autre

univers : la nature des matériaux n'est pas connue a priori et ils peuvent avoir des propriétés très différentes, il existe de nombreux modèles de calcul, mais qui sont parfois adaptés à un seul type d'ouvrage et parfois à un seul type de sol ; les techniques de construction peuvent modifier sensiblement l'interaction des sols et des ouvrages. Si les procédures de conception des structures et des fondations pouvaient être jugées aussi empiriques au cours du XIX<sup>e</sup> siècle, le passage au calcul mécanique est intervenu beaucoup plus vite pour les structures que pour les fondations. Terzaghi (1951) rapporte qu'à la fin du XIX<sup>e</sup> siècle la conception des fondations s'appuyait sur une étude sommaire d'identification des matériaux et qu'on associait à chaque type de matériau une charge admissible, sans considération pour les tassements. Il fallut de nombreux accidents pour que les ingénieurs se rendent compte que d'autres facteurs entraient en compte, et notamment la déformabilité, donc l'état des sols.

Les développements de la géotechnique ont été faits pour l'essentiel à l'occasion d'études de grands ouvrages ou d'expertises de catastrophes, avec quelques périodes de restructuration des connaissances, comme celle de Terzaghi dans les années 1920, le développement de la mécanique des roches dans les années 1950 ou de la mécanique des sols non saturés dans les années 1980. Ils ont en général produit d'abord des méthodes de prévision simplifiées, calées sur l'expérience, avec des paramètres issus de méthodes d'essai rustiques, qui ont été perfectionnées par la suite. Les perfectionnements des essais, comme des méthodes de calcul ont été faits dans les laboratoires ou centres de recherche, parallèlement aux activités d'études et d'expertise des ingénieurs. Ils ont parfois duré de longues années et se sont spécialisés sur des objectifs autonomes, sur lesquels on a accumulé beaucoup d'outils et de connaissances, alors que les ingénieurs pouvaient avoir d'autres besoins, qu'ils ont cherché à résoudre d'autres façons.

Par exemple, on a consacré beaucoup de travail à l'étude en laboratoire des propriétés mécaniques des argiles reconstituées et des sables purs et au développement de théories puis de modèles numériques pour représenter leurs déformations et leur rupture. Mais les ingénieurs devaient répondre pendant ce temps à des questions sur la stabilité et les déformations de sols réels qui sont rarement des argiles ou des sables purs et que l'on a souvent du mal à prélever pour les apporter dans les laboratoires d'essais. Les essais en place, dont aucun n'a de théorie pour rattacher ses résultats au comportement des ouvrages, sont un exemple des outils dont l'utilisation est avant tout justifiée par l'expérience et le calage de formules de calcul sur le comportement observé d'ouvrages en vraie grandeur ou de modèles réduits. Beaucoup de règles de conception ou de calcul de la géotechnique sont issues d'une telle démarche. Elles constituent l'essentiel de l'expérience collective de la profession géotechnique.

L'expérience individuelle différencie pour sa part la capacité des ingénieurs à « inventer » le modèle géotechnique du site à partir de l'information disponible, à détecter rapidement les facteurs explicatifs d'un accident, à deviner les dimensions optimales d'un ouvrage ou les incertitudes qui peuvent rendre un projet risqué.

Nous évoquerons ces deux types d'expérience dans les exemples qui suivent.

## L'expérience et le calcul des fondations

Le calcul moderne des fondations profondes repose dans la majorité des pays sur les résultats d'essais en place (pénétromètre statique ou dynamique, SPT, pressiomètre), qui sont reliés au frottement latéral et à la résistance de pointe des pieux par des relations empiriques, tenant compte de la nature des sols et du mode d'exécution des pieux. La modélisation numérique a une place dans les calculs d'interaction avec d'autres structures. Le calcul des moments de flexion dans les pieux utilise en général un modèle de poutre sur appui continu ou des distributions forfaitaires de pressions de contact. Toutes ces procédures comportent des parties empiriques qui appartiennent à l'expérience collective d'un organisme ou d'un pays.

Le calcul des fondations superficielles est dans une situation différente, puisqu'il existe des solutions théoriques fondées sur l'analyse des équilibres limites ou sur l'analyse limite (qui tient compte des conditions imposées aux déformations et pas seulement de l'équilibre des contraintes), et utilisant les paramètres  $c$  et  $\varphi$  introduits du temps de Coulomb (XVIII<sup>e</sup> siècle). Le calcul des fondations superficielles à partir des essais en place est aussi pratiqué.

Les limitations des méthodes d'analyse mathématiques ou numériques sont liées d'une part à la variabilité des sols naturels et de leurs propriétés physiques et mécaniques, et d'autre part à l'absence de la déformabilité des sols dans l'analyse de stabilité (à part le caractère associé de la loi d'écoulement plastique, qui ne correspond que rarement aux données expérimentales).

Les calculs de tassements s'effectuent soit par des méthodes simplifiées utilisant les composantes verticales des contraintes, soit par des calculs en éléments finis.

Les fondations profondes s'appuient donc plutôt sur l'expérience collective et les fondations superficielles sur des procédures d'analyse mécanique reliées à la mécanique des milieux continus, renvoyant sur le choix des paramètres, c'est-à-dire le modèle géotechnique du site avec les incertitudes que l'expérience personnelle aide à apprécier.

## 4.3

## L'expérience et les études de pentes naturelles

Les études de stabilité de pentes s'effectuent en pratique par analyse de mécanismes de glissement potentiel sur des surfaces de rupture. Les calculs se font par des méthodes numériques suivant des procédures variées. Le principal problème est de déterminer les propriétés de résistance du sol. Pour les massifs homogènes et les glissements de faibles dimensions, quelques essais de laboratoire peuvent fournir des données fiables. Mais le problème reste complexe pour les grands glissements de versants, dont les terrains (sols et roches) échappent parfois à toute mesure directe. Lorsqu'un glissement s'est déjà produit, les paramètres peuvent être estimés par une analyse des conditions d'équilibre de la masse instable. La progressivité des mouvements vient compliquer cette analyse. L'évolu-

tion des glissements au cours du temps échappe généralement au calcul et les méthodes de prévision s'appuient souvent sur des corrélations avec des mesures hydrauliques (précipitations, niveau des eaux souterraines...). Globalement, le domaine des études de pentes comporte donc d'une part un champ classique où l'on peut utiliser des outils validés par l'expérience collective et d'autre part un champ moins bien connu où l'expérience individuelle a un plus grand rôle.

## 4.4

## L'expérience et les travaux de terrassements

Les études de terrassements cherchent à prévoir l'emploi dans les remblais des matériaux extraits des déblais en cours de chantier. La variabilité des terrains, que l'on ne peut complètement caractériser pendant les reconnaissances géotechniques, gêne la prévision des mouvements de terres pendant la période de préparation des projets. Les études de compactage s'appuient le plus souvent sur des essais de compactibilité de type Proctor, que l'on effectue sur les différents types de matériaux rencontrés. La cadence des grands chantiers conduit à privilégier des spécifications d'utilisation des matériaux en remblais qui fixent les conditions de compactage en fonction de la nature et de l'humidité des terrains extraits des déblais. Ces spécifications sont du domaine de l'expérience collective. Mais la définition des terrains que l'on trouvera dans un déblai dépend beaucoup plus de l'expérience personnelle du géotechnicien chargé de l'étude.

## 4.5

## L'expérience et les constructions sur sols compressibles

Une réflexion détaillée sur l'apport de l'expérience dans ce domaine de la géotechnique a été présentée par l'auteur au 13<sup>e</sup> Congrès régional africain de mécanique et de géotechnique (Magnan, 2003c). Du point de vue de la « démarche scientifique » de résolution des problèmes de géotechnique, avec des modèles de calcul construits sur des lois physiques reconnues, le calcul du comportement des massifs de sols argileux pourrait constituer, comme l'analyse de la stabilité des fondations superficielles, un champ idéal. On dispose de programmes de calculs tridimensionnels en éléments finis, les sols peuvent être prélevés et transportés jusqu'aux laboratoires pour y subir des essais oedométriques et triaxiaux. De nombreuses expérimentations ont été réalisées pour valider les modèles et on peut considérer que l'on dispose d'outils pour faire les projets. Mais la pratique montre que cela ne suffit pas encore : des ruptures de remblais viennent rappeler périodiquement qu'il faut rester prudent et il est fréquent que les prévisions de tassements soient fausses. Cela montre déjà que l'utilisation de ces outils nécessite une certaine expertise de la part des ingénieurs responsables des projets et des travaux. Mais quand on analyse de plus près les outils de ces ingénieurs, on découvre que beaucoup d'outils sont issus d'une démarche d'observation directe de la nature et ne sont pas réductibles aux méthodes de calcul issues de la mécanique des milieux continus. On peut citer par exemple la relation de proportionnalité des déplace-

ments latéraux et des tassements sous les remblais ou les ordres de grandeur des parties des déformations associées à la compressibilité œdométrique et au fluage, ou bien encore le fait que la stabilité à court terme implique la stabilité à long terme du même remblai.

De façon plus générale, cet exemple comme les précédents suggère qu'il y a dans la pratique de la géotechnique le niveau des outils de prévision, qui repose sur des analyses mécaniques ou sur l'expérience collective, et le niveau de l'élaboration du modèle géotechnique, où l'expérience collective prépare des outils mais l'expérience personnelle des ingénieurs reste un facteur essentiel. Si l'on cherche à comprendre quelle fut la particularité des grands ingénieurs qui ont marqué la géotechnique, c'est probablement dans leur capacité à comprendre la nature et son interaction avec le fonctionnement des ouvrages et à trouver des modèles d'analyse adaptés qu'on pourra trouver la réponse.

#### 4.6

### L'expérience et les travaux de soutènement

Les études de soutènements ont des caractéristiques proches des études de fondations. Les théories de la poussée et de la butée sont parentes des théories de la portance des sols et elles ont les mêmes possibilités et les mêmes limitations : des outils connus à base théorique, peu d'intérêt pour les déformations, une interaction forte avec le calcul des structures qui a fait utiliser des modèles d'interaction locale (de type coefficient de réaction). La détermination des paramètres de résistance des sols est parfois complexe, notamment quand les matériaux en contact avec le soutènement sont des remblais compactés. L'expérience garde un rôle important dans le choix des modèles géotechniques et dans la conception générale des ouvrages.

#### 5

### Enseigner ou transmettre l'expérience

La transmission des outils de la géotechnique d'une génération à la suivante est une préoccupation importante pour la profession géotechnique dans son ensemble mais aussi pour ses clients. La formation des géotechniciens ne se limite pas à l'enseignement de la représentation des sols et des roches et des méthodes de calcul. Il me paraît tout d'abord important de combiner l'apprentissage conjoint de la mécanique des sols et de la mécanique des roches, selon les vœux exprimés par Pierre Habib dans le discours de clôture du Symposium international d'Athènes sur les sols indurés et les roches tendres en 1997. De la même façon, les géotechniciens me paraissent devoir connaître les modes de fonctionnement et les règles générales de la conception des structures en béton armé et en acier, ou

les lois générales de l'hydraulique à surface libre. On peut enseigner aussi les conclusions des études expérimentales et des observations qui aboutissent à la formation de l'expertise que j'ai qualifiée plus haut de collective. Mais ce ne sont que les préambules de la transmission de l'expérience.

Pour sa part, la transmission de l'expérience individuelle pourrait utilement bénéficier de livres qui rassembleraient des descriptions de projets, avec les modes de raisonnement de géotechniciens spécialistes, ou donneraient des recommandations pour la conception des ouvrages, la définition des modèles géotechniques, ou la façon d'aborder les expertises. Ce genre de littérature est pratiquement absent de nos librairies.

Mais la transmission de l'expérience individuelle passe tout de même d'abord par une relation personnelle de type « maître à élève » entre un géotechnicien expérimenté et un géotechnicien en début de carrière. Une relation qui s'établit autour de projets réels, de plus en plus complexes. Peut-on organiser cette transmission dans les établissements d'enseignement supérieur ? Faut-il attendre le début de la vie professionnelle et l'organiser dans un bureau d'étude ou une entreprise, ou dans un cadre professionnel collectif ? Ces choix dépendent de beaucoup de facteurs et doivent être adaptés aux conditions locales. Mais il faut que cette transmission d'expérience soit organisée.

#### 6

### Conclusion

Cette réflexion sur le rôle de l'expérience dans la pratique de la géotechnique complète des travaux récents sur la nature de l'activité des géotechniciens (« L'organisation du travail en géotechnique : développement, normalisation et artisanat », Magnan, 2001), sur la place de la géotechnique dans l'organisation des projets et des travaux (Magnan, 2003a) et sur la place des normes dans la pratique de la géotechnique (Magnan, 2003b). La profession géotechnique se trouve, comme sans doute à d'autres occasions dans son histoire, à un carrefour où elle doit intégrer les influences du développement des ordinateurs et des méthodes de calcul numérique, les effets directs et indirects de la tendance de la société à généraliser à toutes les activités une approche normative qui s'accommode mal du besoin d'expérience et de compétence artisanale dans toutes les activités qui touchent à la nature, de la place croissante de recherches qui veulent développer la part déductive de la mécanique des sols et des roches aux dépens des domaines régis par l'expérience, mais souvent sans connaître l'importance réelle de l'expérience et la valeur des modes de connaissance non déductifs pour la gestion des systèmes complexes.

Je suis convaincu que la géotechnique ne peut être pratiquée que sur un mode artisanal, pour étudier des ouvrages qui restent uniques. La transmission de l'expérience collective et individuelle en est la condition.

- Bjerrum L., Casagrande A., Peck R.B., Skempton A.W. (1960) – *From theory to practice in soil mechanics. Selection from the writings of Karl Terzaghi*. John Wiley and Sons, New York, London, 425 p.
- Caquot A. (1934) – *Équilibre des massifs à frottement interne. Stabilité des terres pulvérulentes et cohérentes*. Gauthier-Villars, Paris.
- Caquot A., Kerisel J. (1949) – *Traité de mécanique des sols*. Gauthier-Villars, Paris, 385 p.
- Dunnicliff J., Deere D.U. (1984) – *Judgement in geotechnical engineering. The professional legacy of Ralph B. Peck*. John Wiley and Sons, New York, 332 p.
- Goodman R.E. (1999) – *Karl Terzaghi, the engineer as artist*. ASCE Press, Reston, VA, 340 p.
- Goodman R.E. (2002) – Karl Terzaghi's legacy in geotechnical engineering, *Geo-Strata*, ASCE, October.
- Magnan J.-P. (2001) – L'organisation du travail en géotechnique ; développement, normalisation et artisanat. Conférence en l'honneur des 21 ans du CERMES. École Nationale des Ponts et Chaussées, Marne-la-Vallée, 21 septembre 2001. *Revue Française de Géotechnique*, n° 99, 2001, p. 73-80. Publié dans « La lettre de la géotechnique », n° 26 et 27 mars et juin 2002, Société internationale de mécanique des sols et de géotechnique.
- Magnan J.-P. (2003a) – La place de la géotechnique dans l'organisation des projets et des travaux. Conférence à la réunion de l'ALBTP et du CTGA, Yaoundé, 29 mars 2003. Publié dans « La lettre de la géotechnique », n° 31 et 33, juin et décembre 2003, Société internationale de mécanique des sols et de géotechnique.
- Magnan J.-P. (2003b) – Les normes et la pratique de la géotechnique. Conférence à la réunion de l'ALBTP et du CTGA, Yaoundé, 29 mars 2003. Publié dans « La lettre de la géotechnique », n° 32, septembre 2003, Société internationale de mécanique des sols et de géotechnique.
- Magnan J.-P. (2003c) – Quelques leçons de la pratique des projets et des travaux de construction dans les zones de sols compressibles. 13<sup>e</sup> congrès régional africain de mécanique des sols et de géotechnique, Marrakech, 8 décembre 2003.
- Mayer A. (1939) – *Sols et fondations*. Armand Colin, Paris, 203 p.
- Terzaghi K. (1951) – The influence of modern soil studies on design and construction of foundations. *Building Research Congress*, Div. 1, Part III, p.139-145.

## 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  
Ecole de Géologie (ENSG)  
BP 40  
54500 Vandœuvre-lès-Nancy

Denis FABRE  
CNAM  
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, 4<sup>e</sup> 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.

