

Sommaire

REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE
N° 108
3^e trimestre 2004

Éditorial P. DELAGE	3
Courbe P-Y des pieux isolés dans le sable. Détermination à partir de l'essai pressiométrique A. BOUAFIA, A. LACHENANI	5
Comportement longitudinal en flexion d'une conduite enterrée dans un remblai hétérogène S.M. ELACHACHI, M. BENSAFI, M. HAMANE, D. NEDJAR, D. BREYSSE	17
Analyse retard des mesures d'auscultation de barrages S. BONELLI	31
Microstructure et comportement hydromécanique d'un sol gonflant non saturé O. CUISINIER, F. MASROURI	47
Identification en géotechnique par une méthode basée sur le théorème des travaux virtuels D. DENG, D. NGUYEN-MINH	57
Note technique La rupture différée en mécanique des roches P. HABIB	71
Résumé de thèses	

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

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

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

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

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

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

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

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

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

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

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

Revue trimestrielle

Abonnement 2004 (numéros 106 à 109) franco : 120 €

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 : 79297. Dépôt légal : septembre 2004

Presses de l'École nationale des
Ponts et chaussées

(©) 2004
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.

Éditorial

P. DELAGE

A l'issue d'un mandat de quatre ans pendant lequel j'ai assuré la tâche de rédacteur en chef de la *Revue française de géotechnique* avec l'aide Françoise Homand et de Jean-Paul Tisot (ENSG Nancy) comme co-rédacteurs en chef, j'ai maintenant le plaisir de céder la place à une nouvelle équipe composée de Françoise Homand, rédactrice en chef, assistée de Isam Shahrour (Université de Lille) et de Denis Fabre (CNAM). Il a en effet été décidé qu'à l'instar des revues analogues d'autres pays la *RFG* renouvelle périodiquement son équipe de rédaction et son comité de lecture afin de garantir son indépendance, son dynamisme, la transparence et la rigueur de sa politique de publication scientifique.

Ces quatre années ont constitué une expérience riche et passionnante. A l'issue de cette période, on peut affirmer que la *RFG* est en excellente forme, avec un portefeuille confortable de bons articles à publier. Un certain nombre de numéros thématiques ont été publiés ces dernières années, dont le récent numéro spécial *Après-mines* (numéro double 106-107 des 1^{er} et 2^e trimestres 2004), édité en couleur, qui a démontré le dynamisme de notre communauté scientifique sur un problème d'actualité.

La *RFG* est dotée d'un comité directeur, composé des trois rédacteurs en chef et des trois présidents des comités parrains de la revue (mécanique des sols, mécanique des roches et géologie de l'ingénieur). Au cours d'une réunion annuelle, ce comité fait le bilan de l'année écoulée et fixe les grandes orientations de l'année à venir, en ouvrant en particulier la réflexion sur un thème d'intérêt commun pour le numéro spécial de l'année à venir. Une des conclusions du dernier comité directeur est qu'il convient de renforcer les liens entre la *RFG* et les commissions techniques des trois comités qui parrainent la revue.

La politique rigoureuse d'évaluation de chaque manuscrit confiée à deux experts indépendants et anonymes a porté ses fruits et permis de produire des numéros riches d'un grand intérêt scientifique. L'expérience de la rédaction pendant ces quatre années m'a montré qu'une lecture critique et constructive par un expert compétent est toujours de nature à améliorer la qualité d'un manuscrit soumis; je crois que cette constatation a également été faite par les auteurs. Il semble aussi qu'une dynamique porteuse se soit créée auprès des nombreux experts qui, avec les membres du comité de lecture, ont été mobilisés pour ces relectures; ils ont effectué un travail remarquable.

Depuis l'année 2000, j'ai eu le plaisir de superviser la publication de 16 numéros de la revue, correspondant à 114 articles et 4 notes techniques sur des thèmes variés, certains articles provenant d'auteurs étrangers d'Algérie, Belgique, Canada, Chine, Espagne, États-Unis, Italie, Liban, Maroc, Mexique, Roumanie, Suisse, Tunisie et Venezuela. Cette dimension internationale indispensable est également concrétisée par la présence de collègues étrangers dans le comité de lecture, et il a été décidé en comité directeur de poursuivre son développement à l'avenir. Parmi les numéros parus, il convient de mentionner le n° 100 des 25 ans de la revue, avec un éditorial de l'un des fondateurs et mon illustre prédécesseur, Pierre Habib. La revue a eu aussi le plaisir

de publier les contributions majeures que sont les conférences Coulomb, prononcées régulièrement tous les deux ans depuis l'année 2001, ainsi que les résumés des thèses soutenues, révélatrices du dynamisme et des voies nouvelles de nos domaines d'activité.

La rédaction de la *RFG* tient à remercier les nombreux et dévoués experts de France et d'ailleurs qui ont participé, avec le comité de lecture, à l'expertise des manuscrits soumis depuis 2002; ils ont été les gardiens vigilants et zélés de la qualité scientifique de la *RFG*:

– Mmes Baudet (University College, Londres), Audi-guier, Bouvard, Lapeyre;

– MM. Bauduin (Bruxelles), Bolle (Liège), Briaud (Texas A & M), Charlier (Liège), Lafleur (Montréal), Lefebvre (Sherbrooke), Leroueil (U. Laval à Québec), Nova (Milan), Parriaux (Lausanne), Vardoulakis (Athènes);

– MM. Angulo, Autuori, Baconnet, Baguelin, Berest, Blivet, Blondeau, Boulon, Boutin, Breysse, Canepa, Canou, Cui, De Buhan, Didier, Dormieux, Duffaut, Faure, Favre, Fleureau, Frank, Frémont, Fry, Kastner, Gambin, Garnier, Gatmiri, Ghoreychi, Giaffieri, Girard, Habib, Henry, Hicher, Kovarik, Le Cléac'h, Lino, Luong, Masrouri, Moyne, Pastor, Pecker, Plumelle, Pothérat, Rat, Tessier, Salençon, Schmitt, Semblat, Shahrour, Shao, Sulem, Vouille.

Pour terminer, il me reste également à remercier les nombreux auteurs qui ont fait confiance à la *RFG* pour la diffusion de leurs résultats et qui ont ainsi permis de confirmer la vitalité et de renforcer l'expression du savoir faire francophone dans les domaines de compétences interdisciplinaires de la revue.

Bon vent à la nouvelle équipe !

Courbes P-Y des pieux isolés dans le sable.

Détermination à partir de l'essai pressiométrique

A. BOUAFIA

A. LACHENANI

Université de Blida
BP 270
Route de Soumâa
09000 Blida, Algérie
bouafia1@yahoo.fr

Résumé

L'analyse de la réponse d'un pieu isolé à un chargement horizontal est souvent menée en pratique à la base des méthodes du module de réaction, appelées aussi méthodes des courbes P-Y. Ces dernières ont connu un essor mondial considérable suite au développement d'importantes recherches expérimentales et numériques. L'article se propose de présenter une synthèse des résultats de l'interprétation des essais de chargement latéral en vraie grandeur des pieux isolés instrumentés dans des massifs sableux, en vue de la définition des paramètres des courbes P-Y, à savoir le module initial de réaction et la réaction latérale limite, à partir des caractéristiques pressiométriques du sable. L'étude montre clairement que ces deux paramètres varient en puissance avec la rigidité relative globale du système sol/pieu. A la base de cette formulation, une définition pratique des courbes P-Y hyperboliques dans le sable est proposée. L'application de la méthode proposée à des essais de chargement en vraie grandeur et en centrifugeuse montre une très bonne concordance entre les prévisions de la méthode, en termes de déplacements et moments de flexion, et les observations expérimentales.

Mots-clés : courbes P-Y, pieu isolé, module de réaction, sable, pressiomètre, essai de chargement latéral.

P-Y curves for single piles in sand

Determination from pressuremeter test

Abstract

The analysis of load-deflection behaviour of a single pile is often undertaken on the basis of P-Y curves-based methods, which are widely used due to the development of important experimental and numerical research works.

The paper is aimed at presenting the results of a synthesis of the interpretation of full-scale horizontal loading tests of single instrumented piles in sandy soils, in order to define the parameters of P-Y curves, namely the initial lateral reaction modulus and the limit lateral soil reaction, in correlation with the pressuremeter test parameters.

This study clearly showed a variation of P-Y curves parameters as a power of lateral soil/pile stiffness, on the basis of which a hyperbolic shaped P-Y curves were proposed. The assessment of the proposed method by predicting the soil/pile response in full-scale tests as well as in centrifuge tests showed a very good agreement between the computed deflections and bending moments, and the measured ones.

Key words : P-Y curves, single pile, lateral reaction modulus, sand, pressuremeter test, lateral loading test.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 31 décembre 2004.

NOTATIONS

B	: diamètre du pieu ou largeur frontal	(m)
D	: fiche du pieu dans le sol	(m)
E	: module de déformation du sol	(MPa)
E_c	: module caractéristique de déformation du sol	(MPa)
E_m	: module pressiométrique	(MPa)
E_r	: module pressiométrique de la boucle charge/décharge	(MPa)
E_{ti}	: module de réaction initial du sol	(MPa)
E_p, I_p	: rigidité du pieu à la flexion	(kN.m ²)
F_1	: réaction latérale tangentielle	(kN/m)
F_1	: réaction latérale tangentielle limite	(kN/m)
G_r	: module de cisaillement pressiométrique (= $0,5 \times E_r / (1+\nu)$)	(MPa)
P	: réaction latérale du sol à une profondeur donnée	(kN/m)
P_u	: réaction latérale limite du sol à une profondeur donnée	(kN/m)
P_f	: pression pressiométrique de fluage	(kPa)
P_l	: pression pressiométrique limite	(kPa)
p^*	: pression pressiométrique nette	(kPa)
Q	: réaction latérale frontale	(kN/m)
R_p	: rayon initial du forage pressiométrique	(m)
S_p, S_t	: facteurs de forme	
Y	: déplacement latéral du pieu à une profondeur donnée	(m)
Z	: profondeur comptée par rapport à la surface du sol	(m)
η	: facteur de résistance latérale	
ν	: coefficient de Poisson du sol	

1

Introduction

La réponse d'un pieu isolé à un chargement horizontal est un problème d'interaction sol/fondation assez complexe du fait de son caractère tridimensionnel et de la multitude des paramètres physiques mis en jeu, ce qui a suscité plusieurs travaux de recherches expérimentales et numériques durant ces trois dernières décades. En dépit d'un patrimoine mondial riche en matière d'analyse du comportement du pieu chargé latéralement, l'expérience des projets de pieux montre que les méthodes de dimensionnement, par souci de simplicité, se basent sur des mécanismes simplistes de l'interaction sol/pieu et ne peuvent prévoir d'une manière réaliste le comportement du pieu. En outre, certains aspects particuliers du problème tels que la proximité d'une pente ou le chargement du pieu par déplacement latéral du sol sont mal connus et l'expérimentation est la plus adaptée pour l'analyse de ce type de problème.

Avant le développement des méthodes numériques en géotechnique, il était d'usage de recourir aux méthodes d'analyse en petits déplacements tels que celles de l'élasticité pour l'évaluation des déflexions du pieu sous les charges de service. La théorie du module

de réaction était aussi appliquée pour l'analyse linéaire des déplacements du pieu en cas de massifs homogènes, en considérant le modèle d'une poutre sur appuis élastiques. Définies pour des configurations sol/pieu simples, ces méthodes simplistes s'avèrent insuffisantes pour tenir compte de l'hétérogénéité du sol ou de la non-linéarité prononcée de la réponse latérale du système sol/pieu.

En outre, les fondations sur pieux de certains ouvrages travaillant sous des charges latérales importantes sont dimensionnées selon les méthodes d'équilibre limite pour l'estimation de la résistance latérale du sol. Ces méthodes, reposant sur des schémas grossiers d'équilibre limite du sol autour du pieu, sont en général inspirées de la théorie de pression des terres sur les écrans rigides (Bouafia 1990; Bouafia *et al.*, 1991; Bouafia, 1998).

L'essor considérable qu'a connu l'application des méthodes numériques en géotechnique et le développement des logiciels de calcul ont étendu les possibilités de modélisation, avec prise en compte d'une diversité de paramètres tels que la variabilité spatiale des propriétés du sol et la non-linéarité innée de la réponse de l'interface sol/pieu. Le concept de la courbe P-Y a été introduit pour décrire la relation entre la réaction P du sol et le déplacement Y du sol à une profondeur donnée, en définissant le module de réaction initial E_{ti} comme étant la pente initiale de cette courbe, et la réaction latérale limite P_u en tant qu'asymptote horizontale correspondant aux grands déplacements latéraux. Dans plusieurs méthodes basées sur la théorie du module de réaction, ces deux grandeurs ont été liées aux caractéristiques mécaniques du sol, notamment celles mesurées aux essais *in situ*.

Le choix des paramètres de calcul conditionne la qualité de prévision de la méthode de calcul, et l'expérience montre que la clé d'une bonne prévision du comportement du pieu est un choix judicieux des paramètres de calcul plutôt que l'usage d'une méthode sophistiquée (Poulos *et al.*, 2001).

Après un aperçu bibliographique des méthodes de construction des courbes P-Y, l'article se propose de présenter une synthèse des résultats de l'interprétation des essais en vraie grandeur des pieux instrumentés installés dans des massifs sableux assez homogènes, ainsi que la proposition de définition d'une courbe P-Y hyperbolique à partir des caractéristiques pressiométriques, à savoir le module pressiométrique E_m et la pression limite p_l .

Enfin, on présente les résultats de validation de la méthode proposée en comparant les prévisions du comportement d'un pieu d'essai en vraie grandeur ainsi que celui d'un pieu prototype modélisé en centrifugeuse, aux observations expérimentales.

2

Méthodes de construction des courbes P-Y

Les méthodes de construction des courbes P-Y ont connu une évolution considérable qui s'est manifestée le long de plusieurs décades. La première étude du pieu chargé horizontalement à la base de cette théorie semble être celle de Reese et Matlock (1956) en intro-

duisant le concept du module de réaction, défini auparavant par Winkler (1867). L'interface sol/pieu est modélisée par une infinité de ressorts indépendants. La première génération des courbes P-Y comportait une courbe bilinéaire schématisant d'un comportement élastoplastique de l'interface. La première droite, caractérisant les petits déplacements latéraux, a une pente égale au module de réaction latéral, et la seconde est définie par la réaction latérale limite. La non-linéarité de réponse de l'interface est prise en compte selon un processus itératif d'équilibre du pieu sous les charges appliquées et les pressions latérales du sol. Le développement considérable des applications de l'informatique en géotechnique a accéléré la maturité des méthodes de calcul à partir des courbes P-Y.

L'essai pressiométrique est pratiquement le seul essai *in situ* pouvant donner une relation expérimentale entre les contraintes appliquées et les déformations des parois du forage. En outre, la similitude remarquable entre le mécanisme de réaction latérale frontale du sol autour d'une section du pieu, et celui de l'expansion d'une paroi de forage pressiométrique suggère que les deux mécanismes sont homothétiques, avec possibilité de passage de la courbe d'expansion pressiométrique à la courbe P-Y (Baguelin *et al.*, 1978). Nombreuses sont les approches de construction des courbes P-Y à partir de l'essai pressiométrique et leur exposé même succinct sort du cadre de cet article. On se propose, dans ce qui suit, de présenter brièvement les méthodes les plus courantes.

2.1

Méthode de Ménard, Gambin et Bourdon (1969)

A notre connaissance, la méthode de Ménard, Gambin et Bourdon (1969), améliorée par la suite par Gambin (1979) est la première à la base de l'essai pressiométrique normal en forage préalable (PBPM). Il s'agit d'une courbe trinéaire dont la première droite a pour pente le module de réaction latéral de Ménard. Ce dernier est calculé à partir du module pressiométrique à l'aide de la formule de tassement dans la théorie pressiométrique, en assimilant le pieu à une semelle rigide infiniment longue, ayant une largeur B et dont le tassement est lui-même le déplacement latéral du pieu. La deuxième droite, définie depuis la pression pressiométrique de fluage p_f jusqu'à la pression pressiométrique limite a une pente moitié de la première. La troisième est une droite horizontale correspondant aux grands déplacements avec une réaction latérale limite égale à p_f multipliée par B .

Les caractéristiques pressiométriques intervenant dans la définition de cette courbe doivent être réduites le long d'une profondeur critique pour tenir compte d'un certain nombre d'effets tels que celui de la surface, dû à un remaniement en surface et une diminution du confinement vertical (Briaud, 1986).

Selon Ménard, la profondeur critique est de quatre fois le diamètre pour les massifs sableux (Frank et Jézéquel, 1989). Il est à signaler que les notions d'effet de surface et de profondeur critique échappent actuellement à toute analyse expérimentale directe.

Cette méthode a été intégrée dans les règles techniques françaises de conception et de calcul des fondations profondes (CCTG Fascicule 62, titre V, 1993), avec limitation de la réaction latérale limite à $p_f B$.

Il est important de noter que l'analogie utilisée par Ménard entre le tassement d'une semelle continue rigide infiniment longue et la déflexion d'un pieu présente des limites; il convient d'en préciser les conséquences sur l'évaluation du module de réaction latéral. En effet, les déflexions du pieu sous les charges en tête mobilisent des réactions non uniformes le long du pieu, alors que le modèle de la semelle continue comporte des charges uniformes. En outre, cette analogie est limitée aux pieux rigides et ignore ainsi la rigidité à la flexion $E_p I_p$. Enfin, le modèle de semelle infiniment longue ignore l'élanement D/B du pieu. La corrélation du module de réaction au module pressiométrique doit en principe tenir compte d'une rigidité relative K_r , comme suit:

$$k_r = \frac{E_p I_p}{E_c D^4} \quad (1)$$

E_c étant un module caractérisant la déformabilité du sol vis-à-vis du chargement latéral. Le modèle de Ménard fait partie de la catégorie des modèles élastiques en déformations planes disponibles en littérature, et qui sont résumés au tableau I. On constate à partir de ce tableau que les corrélations de E_{th} et E ignorent complètement les paramètres mentionnés en équation (1). L'interprétation des essais de chargement de pieux montre toujours que dans le même site, les modules de réaction des pieux ayant des rigidités relatives K_r différentes, sont très différents, avec quasi-impossibilité de passage par calcul d'un pieu à l'autre, à partir d'un module de réaction unique (Bouafia 1990; Bouafia 2002a; Bouafia 2002b). L'expérience des essais sur modèles réduits centrifugés dans le sable confirme ce fait et suggère une variation du module de réaction en puissance de K_r (Bouafia 1990; Bouafia 2002c). Confrontée aux observations expérimentales sur pieux en vraie grandeur, l'analyse en petits déplacements par cette méthode est plutôt pessimiste (Frank 1984; Briaud 1986; Baguelin et Jézéquel 1972; Baguelin *et al.* 1990).

On note aussi que cette méthode ne tient pas compte de la réaction tangentielle mobilisée sur le fût du pieu, la contribution de cette dernière n'étant pas négligeable, particulièrement dans les massifs sableux, comme il sera vu ci-après. Belkhir *et al.* (1999) ont montré à travers le modèle de Pasternak, constitué d'une couche verticale incompressible travaillant seulement en cisaillement et intercalée entre le pieu et les ressorts de Winkler, une nette amélioration de la prévision des déplacements et moments fléchissants en tenant compte de la mobilisation des contraintes de cisaillement autour du pieu.

En outre, le seuil de mobilisation de la réaction limite, en termes de déplacements horizontaux, ne tient pas compte de l'influence de la rigidité du pieu. A titre d'exemple, ce seuil est entre 5 à 10 % du diamètre pour un pieu de faible diamètre ($B < 60$ cm) quelle que soit sa rigidité.

Enfin, les prévisions de cette méthode en grands déplacements, comme l'enseigne l'expérience des essais sur pieux sont optimistes (Baguelin *et al.*, 1990; Bouafia et Bouguerra 1995; Bouafia et Bouguerra 1996).

TABEAU 1 Valeurs théoriques du rapport E_p/E dans le sable.
Theoretical values of ratio E_p/E in sand.

Modèle	Méthode	Paramètres requis	E_p/E	Référence
Disque se déplaçant latéralement dans un cylindre	Élasticité	Rayon R_0 du cylindre et ν du sol	1,40 pour $R_0/B = 10$ et $\nu = 0,33$	Baguelin <i>et al.</i> (1977)
Disque se déplaçant latéralement dans un cylindre	Éléments finis linéaires	R_0 fixé à $10 \times B$ ν fixé à 0,33	2,25	Briaud <i>et al.</i> (1982)
Plaque rectangulaire verticale enfouie et chargée latéralement	Élasticité (équations de Mindlin)	Élancement ν	1,90 pour $D/B = 10$ et $\nu = 0,33$	Douglas et Davis (1964)
Plaque en déplacement latéral dans un massif de sable	Élasticité		0,74	Terzaghi (voir Oldham, 1986)
Poutre dans un massif élastique	Élasticité	E_p et B du pieu	0,4-1,0 pour pieu en acier et $B = 0,5-1,0$ m	Vesic (1961) (voir Beikae et Pyke, 1984)
Semelle continue dans un sol élastique	Élasticité	α : coefficient de structure du sol B : diamètre du pieu	0,9-1,1 pour $B < 0,6$ m	Ménard (1971)
	(synthèse des études)		1,0-1,3	Bowles (1997)
Poutre dans un massif élastique	Élasticité (équations de Mindlin)		0,82	Poulos (1971)

2.2

Méthode de Dunand (1981)

Cette méthode, se basant sur l'essai PBPMT, propose une courbe P-Y élastoplastique pour la réaction latérale frontale. La pente initiale de la courbe est liée au module pressiométrique par le biais d'une méthode d'élasticité, et la réaction latérale limite est égale à p_l multipliée par B . Le concept de profondeur critique est introduit identiquement à la méthode précédente. Cette méthode est recommandée, selon son auteur, aux fondations sur pieux des pylônes électriques.

2.3

Méthode de Briaud, Smith et Tucker (1985)

Selon cette méthode, la courbe P-Y est la superposition des courbes Q-Y et F-Y décrivant les réactions frontale et tangentielle respectivement. Carayanna-Trezos *et al.* (1979) ont montré à travers une modélisation par éléments finis que la contribution de la réaction tangentielle augmente avec l'élancement de la section du pieu.

La courbe Q-Y est construite directement à partir de la courbe d'expansion pressiométrique de l'essai normal (PBPMT) comme suit :

$$Q = S_f \cdot p^* \cdot B \quad (2)$$

$$Y = 0,5 \times B \cdot \Delta R / R_p \quad (3)$$

S_f est un facteur de forme égal à 1 pour une section carrée du pieu, et à $\pi/4$ pour une section circulaire. R_p est le rayon initial du forage pressiométrique et ΔR est l'augmentation du rayon du forage sous la pression p^* . L'équation (3) se base sur l'hypothèse d'une homothétie entre les déformations radiales dans l'essai pressiométrique et celles de la section du pieu en déplacement latéral.

La courbe de réaction tangentielle F-Y est bilinéaire, formée d'une portion initiale ayant une pente égale à $2 \cdot G_p$, et une asymptote horizontale égale à F_l fonction du frottement latéral limite q_s mobilisé à l'interface sol/pieu, telle que :

$$F_l = S_f \cdot q_s \cdot B \quad (4)$$

S_f est un facteur de forme pris égal à 2 pour les pieux carrés, et 1 pour les pieux circulaires. Selon Smith (1987), q_s diffère peu de celui mobilisé lors d'un chargement vertical, et par conséquent peut être calculé par les méthodes usuelles de capacité portante des pieux.

Selon les auteurs de cette méthode, la confrontation de cette méthode aux données expérimentales collectées de 27 essais de chargement en vraie grandeur incluant une variété de pieux et sols, a donné une très bonne prévision des déplacements du pieu (Briaud, 1986).

Il est à noter que les réactions tangentielles limites sont mobilisées pour des niveaux de déplacements latéraux beaucoup plus petits que ceux pour la réaction frontale limite. Ce fait est analogue à celui de la mobilisation des frottements latéraux et de la résistance en pointe dans un chargement vertical.

2.4

Méthode Baguelin, Jézéquel et Shields (1978)

Cette méthode se base sur l'essai pressiométrique autoforeur (SBPMT) et se propose de déterminer la courbe P-Y point par point, à partir de la courbe d'expansion pressiométrique comme suit :

$$P = \eta \cdot p^* \cdot B \quad (5)$$

$$Y = 0,25 \times B \cdot \Delta V / V_p \quad (6)$$

η est appelé facteur de résistance latérale, tient compte du phénomène de profondeur critique et varie de 0,33 à

3. V_p est le volume initial du forage pressiométrique et ΔV est l'augmentation du volume sous la pression nette p^* (Baguelin, 1982).

2.5

Méthode Robertson, Hughes et Campanella (1984)

Cette méthode se propose de construire les courbes P-Y d'un pieu foré à partir d'un essai pressiométrique normal (PBPM) ou autoforeur (SBPM), et celles d'un pieu battu à partir d'un essai au pressiomètre battu. Les formules (3) et (5) sont à utiliser avec un facteur η égal à 1,5 pour les massifs sableux. La profondeur critique a été estimée à 4 diamètres dans cette méthode, et le facteur η varie linéairement avec la profondeur depuis 0 en surface à 1,5 à la profondeur critique et au-delà (Robertson *et al.*, 1985).

Une modélisation par éléments finis a été menée par Atukorala et Byrne (1984) pour étudier le déplacement latéral d'un disque rigide au sein d'un matériau élastoplastique de Coulomb, ainsi que celui dû à l'expansion d'une cavité cylindrique au sein du même matériau. Il a été montré que le rapport des pressions latérales autour du disque et de la sonde pressiométrique, pour un déplacement donné, varie entre 1,4 et 1,7, soit en moyenne de 1,50. Ce résultat confirme la valeur de $\eta = 1,5$ de la méthode précédente. Cependant, ce résultat est limité du fait que le comportement tridimensionnel du pieu a été ignoré.

Si on suppose que la pression limite et la réaction latérale limite correspondent à des déplacements latéraux infinis, on constate que les rapports $P_u/P_{l,B}$, selon les méthodes vues précédemment, varient largement de 0,3 à 3,0, comme le montre le tableau II.

On se propose dans ce qui suit de présenter les principaux résultats obtenus lors de l'interprétation des études expérimentales des courbes P-Y, en corrélation avec l'essai pressiométrique (Bouafia, 2002a; Bouafia, 2002b). Des essais de chargement horizontal de 5 pieux isolés dans deux sites expérimentaux assez homogènes ont été menés par le Laboratoire central des ponts et chaussées en France de 1987 à 1989. Une synthèse de ces résultats permet en principe de dégager les principaux paramètres d'influence de la courbe de réaction latérale.

TABEAU II Tableau comparatif des valeurs du rapport $P_u/p_{l,B}$.
Comparison table of ratios $P_u/p_{l,B}$.

Méthode	$P_u/p_{l,B}$	Remarques
Ménard <i>et al.</i>	1,00	Corrélation courante $p_t = p/2$
Fascicule 62	0,50	
Dunand	1,00	Pieu foré dans le sable
Briaud <i>et al.</i>	0,83	
Baguelin <i>et al.</i>	0,3-3,0	
Robertson <i>et al.</i>	1,50	Au-delà de 4.B

3

Résultats d'interprétation d'essais dans le sable

3.1

Sites et conditions géotechniques

Le premier site, noté S_1 , est localisé à la station expérimentale de Châtenay-sur-Seine, 70 km au sud-est de Paris. Une fosse profonde de 3,20 m et de 424 m³ de volume a été taillée dans un horizon de craie, remplie par du sable de Fontainebleau et saturée ensuite d'eau.

Des essais *in situ* au pressiomètre normal, pénétromètre statique à pointe électrique et pénétromètre dynamique aux normes européennes ont été réalisés dans le massif sableux (Canépa, 1988). La figure 1 illustre les profils typiques obtenus de ces essais.

Le second site, noté S_2 , est localisé dans la commune du Rheu, 5 km au sud-ouest de Rennes. Il s'agit d'un terrain homogène issu des dépôts du pliocène et formé d'un massif de sable jaune ocre légèrement

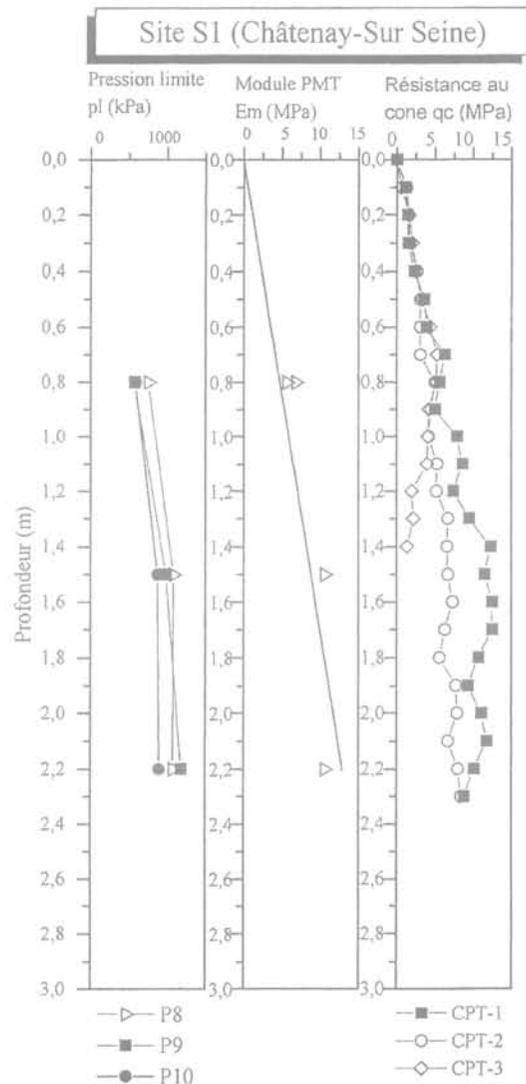


FIG. 1 Profils d'essais *in situ* au site de Châtenay-sur-Seine.
In situ tests profiles in site Châtenay-sur-Seine.

humide pouvant former un talus vertical de plus de 10 m de hauteur. La nappe phréatique a été détectée à 10 m de profondeur. Au-dessus de la nappe, le sable a une teneur en eau de 8 % et un degré de saturation de 31 %. Il a été possible d'extraire des échantillons à sec avec un carottier à hélice de 150 mm de diamètre jusqu'à 4 m de profondeur. L'indice de densité I_D mesuré est de 66 % (Jézéquel, 1988). Les résultats d'essais pressiométriques et pénétestatistiques, menés au droit des pieux d'essai, sont regroupés à la figure 2.

TABLEAU III Caractéristiques des pieux d'essai. Characteristics of test piles.				
Site	Pieu	B (m)	D/B	$E_{p,p} I_p$ (kN.m ²)
S1	T5	0,050	14,2	59,74
	T10	0,100	15,3	868,9
	T15	0,150	15,3	4 331,6
S2	P1	0,500	10,0	56 370
	P2	0,900	5,50	743 600

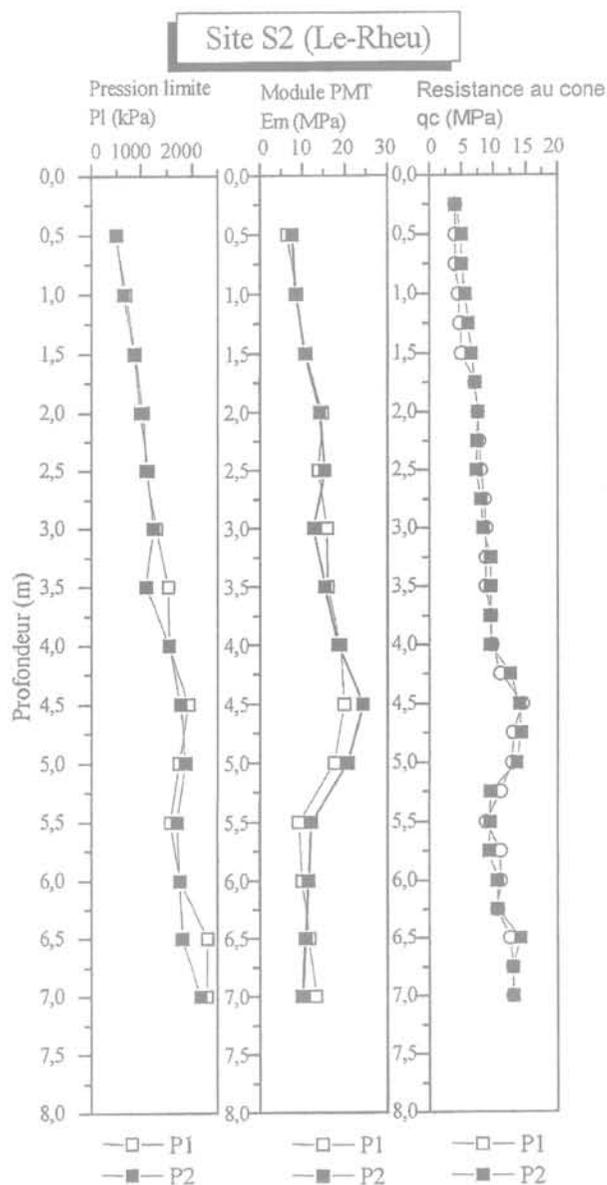


FIG. 2 Profils d'essais *in situ* au site du Rheu.
In situ tests profiles in site Le Rheu.

3.2

Pieux d'essais

Les pieux utilisés sont des tubes en acier instrumentés par des jauges de déformation disposées par paires le long de deux génératrices diamétralement opposées. Le tableau III récapitule les différentes caractéristiques géométriques et mécaniques.

Trois pieux notés T5, T10 et T15 ont été testés sur le site S_1 et deux pieux notés P_1 et P_2 sur le site S_2 . Les élancements varient de 5,5 à 15,3. Le pieu P_2 ayant un élancement de 5,5 peut être considéré comme un puits, avec tendance au comportement d'une fondation semi-profonde.

Les pieux tubulaires du site S_1 ont été remplis par du coulis ciment-bentonite par injection par gravité à l'intérieur du pieu et remontée pour remplissage de l'espace annulaire entre le pieu et le forage (Jézéquel, 1988). Les essais de compression des éprouvettes du coulis à l'âge de 28 jours ont donné un module de déformation de 3 500 MPa.

3.3

Programme de chargement

Chaque pieu a été soumis à une série d'incrément d'efforts statiques horizontaux appliqués en tête. La durée de chaque incrément est de 15 minutes au site S_1 et de 2 heures au site S_2 .

3.4

Déroulement des essais

Au site S_2 , des perturbations de fonctionnement du vérin hydraulique ont modifié le programme initial de chargement en séries de 3 séquences de chargement-déchargement pour le pieu P_2 et 2 pour le pieu P_1 . La réponse des jauges en surface du sol a été exploitée pour vérifier l'effort appliqué au pieu. En outre, des fissures ont été détectées au coulis pour des niveaux d'efforts élevés, ce qui a entraîné une chute de la rigidité à la flexion du pieu. A partir des déformations ϵ mesurées en surface du sol, il a été possible de calculer la rigidité réelle du pieu à chaque niveau de chargement. Il a été constaté que le coulis s'est probablement fissuré au-delà d'un effort de 200 et 300 kN pour les pieux P_1 et P_2 respectivement, ce qui a entraîné une chute de la rigidité de 11 % pour le pieu P_1 et de 20 % pour le pieu P_2 . La relation $E_{p,p} I_p - \epsilon$ obtenue au niveau de la surface a été supposée valable le long du pieu, ce qui a permis de calculer $E_{p,p} I_p$ de chaque section et d'en déduire le moment fléchissant (Bouafia, 2002a).

3.5

Méthode d'interprétation

Géométriquement parlant, la réaction latérale P du sol est au signe près, la courbure du moment fléchissant. Une légère incertitude sur la courbe des moments

va engendrer par conséquent des variations importantes de la réaction latérale le long du pieu. Outre l'incertitude expérimentale sur les moments mesurés, les valeurs des réactions obtenues dépendent fortement de la courbe retenue pour le lissage des moments fléchissants expérimentaux. Par contre, les déplacements résultant d'une double intégration des moments sont beaucoup moins sensibles.

Le critère retenu pour le choix de la courbe de lissage est la vérification de l'équilibre statique du pieu sous les efforts en tête et la réaction du sol à 10 % près (Bouafia et Garnier, 1991). Il a été constaté que les fonctions polynomiales de degré 5 et 6 pour les moments fléchissants des pieux des sites S_1 et S_2 respectivement, offrent un meilleur bilan d'efforts.

3.6

Analyse des courbes P-Y

L'interprétation des données expérimentales pour chaque pieu a permis de construire les courbes de réaction à différentes profondeurs. La figure 3 illustre, à titre d'exemple, l'ensemble des courbes P-Y du pieu P_1 . Une non-linéarité prononcée se manifeste même aux petits déplacements avec augmentation de la rigidité latérale avec la profondeur. En outre, au-delà d'un déplacement de 1 % de B environ, on constate l'apparition d'un palier horizontal de réaction du sol.

L'ensemble des courbes de réaction ont été ajustées, au sens des moindres carrés, par une fonction hyperbolique de la forme :

$$P = \frac{Y}{\frac{1}{E_u} + \frac{Y}{P_u}} \quad (7)$$

Cette formulation est souvent utilisée pour décrire le comportement élastoplastique du sol (Duncan et Chang, 1970) ainsi que les courbes de réaction latérale (Reese 1971 ; Garassino 1976 ; Georgiadis *et al.*, 1992).

Dans tous les cas étudiés ici, le coefficient de régression a été trouvé plus grand que 95 % pour les profondeurs en deçà du point de déplacement nul, ce qui a permis de déduire les profils du module de réaction et de la réaction latérale limite dans cette zone. Au-delà, l'évaluation du module de réaction qui est en fait un rapport P/Y aux petits déplacements, devient grossière vu les faibles valeurs des réactions et des déplacements.

Pour tous les pieux étudiés, le profil de $E_u(z)$ est pratiquement linéaire, ce qui en accord avec la distribution du module de déformation dans les milieux granulaires homogènes, dits massifs de Gibson. La figure 4 illustre un profil typique du module de réaction.

Pour valider la procédure d'interprétation des essais de chargement pour la construction des courbes P-Y, un calcul à rebours des pieux étudiés a été mené à partir de ces courbes. Ces dernières ont été introduites dans le programme PILATE (Pieu sous charges LATérales) développé au LCPC (Bangratz et Frank, 1985). Comme le montre l'exemple de la figure 5, une excellente concordance est à remarquer entre les déplacements calculés et ceux mesurés au site S_1 . Ce fait démontre la possibilité de décrire correctement le comportement du pieu, à tous les niveaux de chargement, à partir des courbes P-Y ainsi construites.

4

Synthèse des études des courbes P-Y

Les pieux d'essais étudiés sont caractérisés par différentes rigidités du sol et du pieu. On se propose de

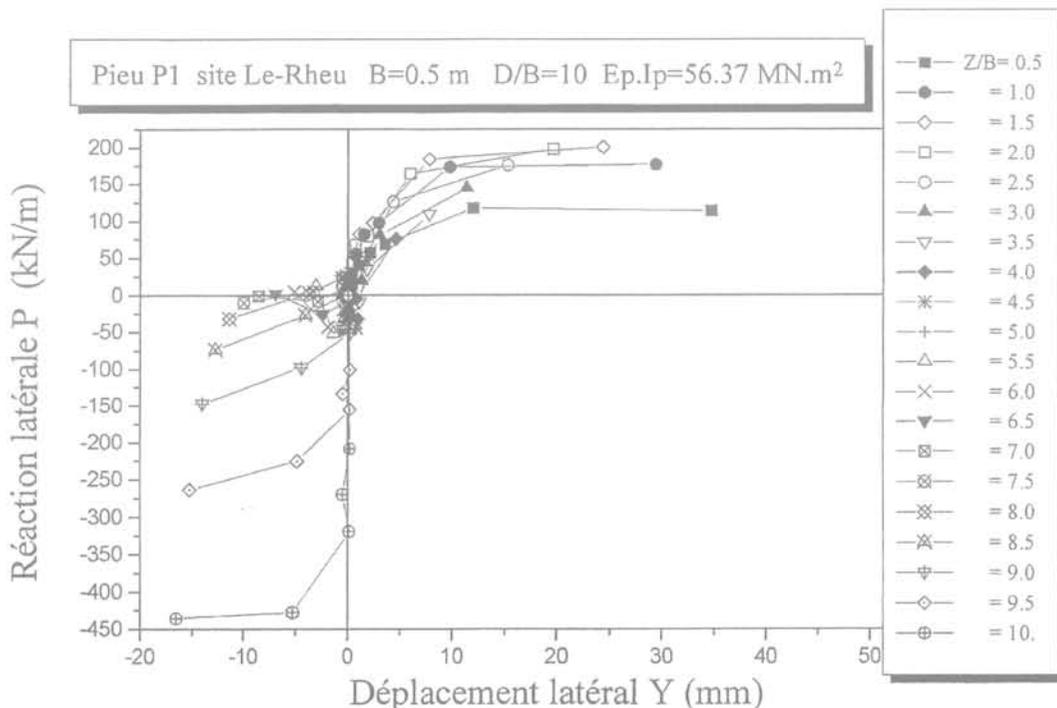


FIG. 3 Courbes de réaction P-Y du pieu P_1 .
P-Y curves for pile P_1 .

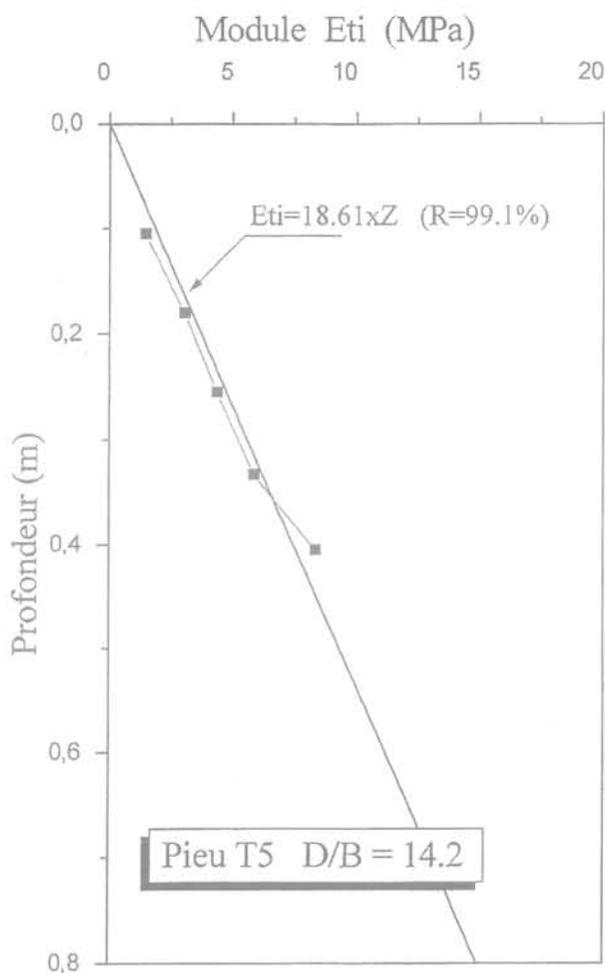


FIG. 4 Profil typique du module de réaction.
Typical lateral reaction modulus profile.

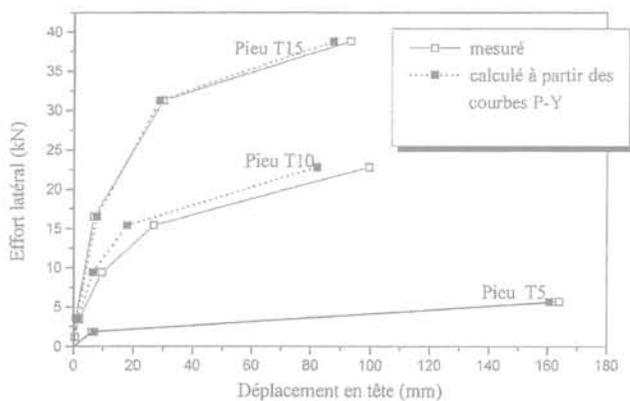


FIG. 5 Comparaison des déplacements calculés et mesurés au site S_1 .
Comparison between predicted and measured deflections in site S_1 .

définir la rigidité relative sol/pieu conformément à l'équation 1, en considérant comme module caractéristique de déformation E_c du sol, une moyenne analytique des modules pressiométriques le long du fût du pieu, comme suit :

$$E_c = \frac{1}{D} \int_0^D E_m(z) \cdot dz \quad (8)$$

L'étude des valeurs moyennes du rapport du module de réaction initial au module pressiométrique, en fonction de la rigidité relative sol/pieu, montre d'après la figure 6, une variation sensiblement linéaire dans un repère bi-logarithmique. Le point correspondant au Pieu P_2 , considéré plutôt comme un puits avec un élancement de 5,5, est assez loin de cette corrélation linéaire, ce qui limite cette dernière aux pieux longs avec un élancement de plus de 10. Ainsi, il est possible de suggérer une variation du module de réaction initial en puissance de K_r comme suit :

$$E_{ii}(z) = 0,28 \times E_m(z) \cdot K_r^{-1/2} \quad (9)$$

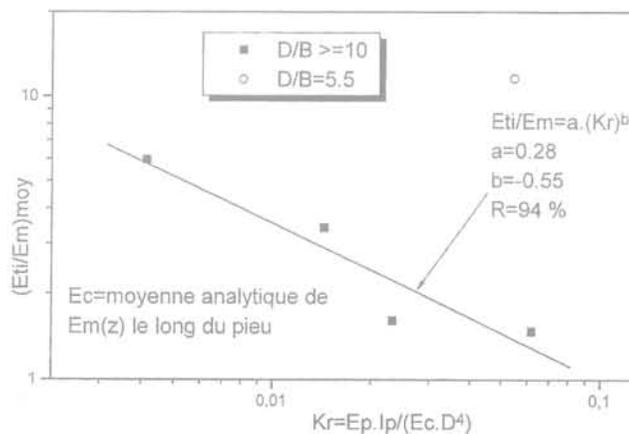


FIG. 6 Variation du rapport E_{ii}/E_m avec la rigidité relative.
Variation of ratio E_{ii}/E_m versus relative stiffness.

En outre, l'étude des valeurs moyennes du rapport $P_{ii}/(P_i \cdot B)$ pour les pieux étudiés, en fonction de la rigidité relative montre une augmentation en puissance, comme le montre la figure 7 :

$$P_{ii}(z) = 3 \cdot P_i(z) \cdot B \cdot K_r^{1/2} \quad (10)$$

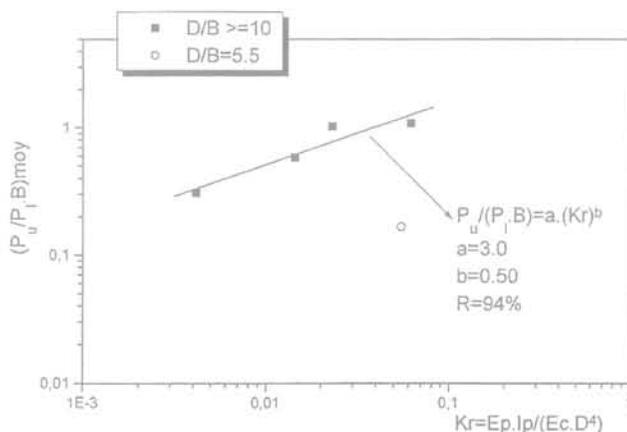


FIG. 7 Variation du rapport $P_{ii}/(P_i \cdot B)$ en fonction de la rigidité relative.
Variation of ratio $P_{ii}/(P_i \cdot B)$ versus relative stiffness.

Cette relation simple montre qu'un pieu rigide mobilise une résistance latérale limite plus grande que celle pour un pieu souple, toutes choses étant par ailleurs égales. En outre, la réaction limite diminue avec l'élancement du pieu, contrairement aux relations courantes regroupées au tableau II, ignorant ce paramètre.

Dans la marge de K_r caractérisant les pieux étudiés, soit de 10^{-3} à 10^{-2} , le rapport $P_u/(P_r B)$ varie respectivement de 0,1 à 0,3, ce qui est plus petit que les valeurs prescrites dans ce tableau. Quant au module de réaction latéral initial dans un sol donné, selon l'équation 9, il diminue avec la rigidité du pieu et augmente avec son élancement. Le rapport E_u/E_m varie de 9 à 3, pour la marge de K_r de 10^{-3} à 10^{-2} des pieux étudiés.

Les courbes P-Y hyperboliques définies par les équations 7, 9 et 10, présentent une approche simple de calcul du pieu chargé latéralement à partir de l'essai pressiométrique et il importe de tester sa qualité de prédiction.

5

Test des prévisions de la méthode proposée

Un calcul des pieux d'essai, qui ont servi à établir la méthode de construction des courbes P-Y hyperboliques, a été mené. La figure 8 montre une très bonne concordance entre les prévisions en termes de déplacements, à partir des courbes P-Y, et les observations expérimentales. A titre de comparaison, la méthode du fascicule 62 a été appliquée au pieu P₁ (Baguelin *et al.*, 1990). La figure 9 montre qu'elle est légèrement optimiste en grands déplacements et la méthode proposée prévoit mieux les déplacements latéraux du pieu d'essai.

On se propose dans ce qui suit de modéliser le comportement d'un pieu d'essai en vraie grandeur décrit par Ruesta et Townsend (1997) au cours du projet du pont de Roosevelt en Floride. Le site est formé de deux couches submergées par l'eau à 2 m au-dessus du terrain naturel. La première couche est du sable lâche, épaisse de 4,0 m, surmontant un horizon de sable cimenté. Le pieu est en béton précontraint avec un module E_p de 3 4475 MPa, de section carrée de côté 0,76 m, fiché à 14 m dans le sable, et installé par battage. L'effort latéral a été appliqué à 2 m au-dessus de la surface.

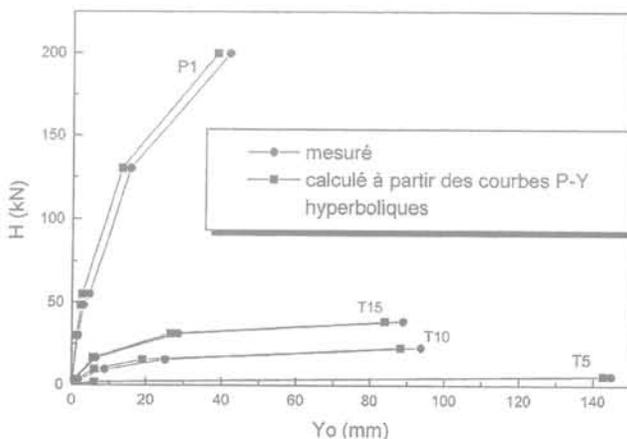


FIG. 8 Comparaison entre les déplacements en surface calculés et mesurés. Comparison between predicted and measured surface deflections.

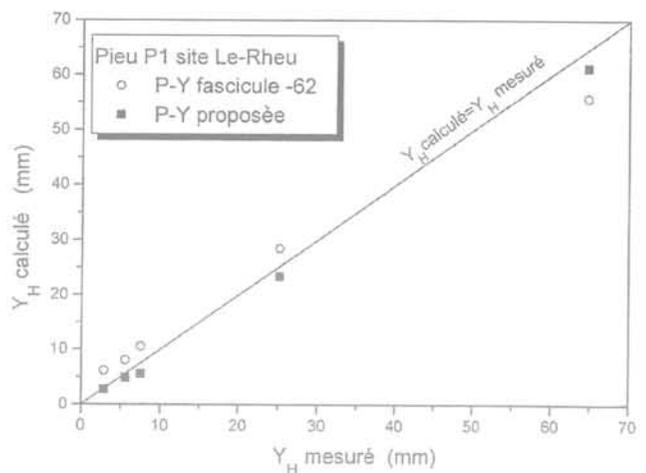


FIG. 9 Comparaison des prévisions à partir des courbes P-Y. Comparison between P-Y curves - based predictions.

Au cours de l'essai, il a été constaté l'apparition des fissures dans le béton à partir d'un effort latéral de 200 kN. La rupture du matériau du pieu a eu lieu pour un effort de 320 kN.

D'après l'équation (8), le module caractéristique est de 61,3 MPa, et la rigidité relative selon l'équation 1 est de 4×10^{-4} . Il s'agit en fait d'un pieu très souple. Le pieu a été divisé en 10 tranches et les paramètres suivants ont été calculés au milieu de chaque tranche, conformément aux équations (9) et (10):

$$E_u(z) = 20,9 \times E_m(z) \quad (11)$$

$$P_u(z) = 0,06 \times P(z).B \quad (12)$$

La figure 10 montre une très bonne prévision des déplacements pour des efforts en deçà de 200 kN, seuil de fissuration et chute de la rigidité du pieu. En outre, selon la figure 11, les moments de flexion le long du pieu sont en bonne concordance avec les mesures à partir des jauges de déformation.

La méthode proposée a été aussi testée en étudiant un essai de chargement latéral d'un modèle réduit placé en centrifugeuse du LCPC. Ce modèle simule un pieu tubulaire prototype ayant un diamètre de 0,50 m, une fiche de 5,0 m, une rigidité à la flexion de 56 650 kN.m², placé par forage dans un massif sableux

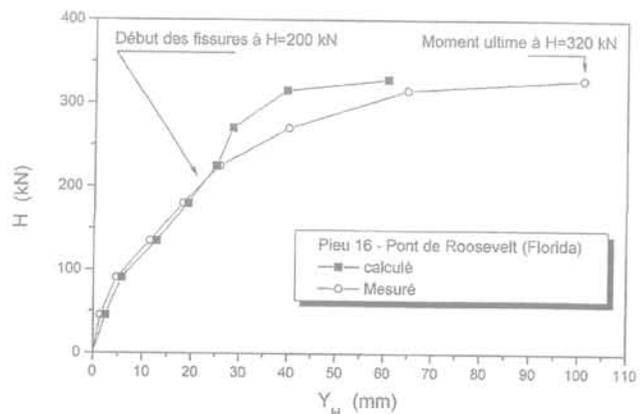


FIG. 10 Comparaison des déplacements en tête mesurés et calculés. Comparison between measured and predicted top deflections.

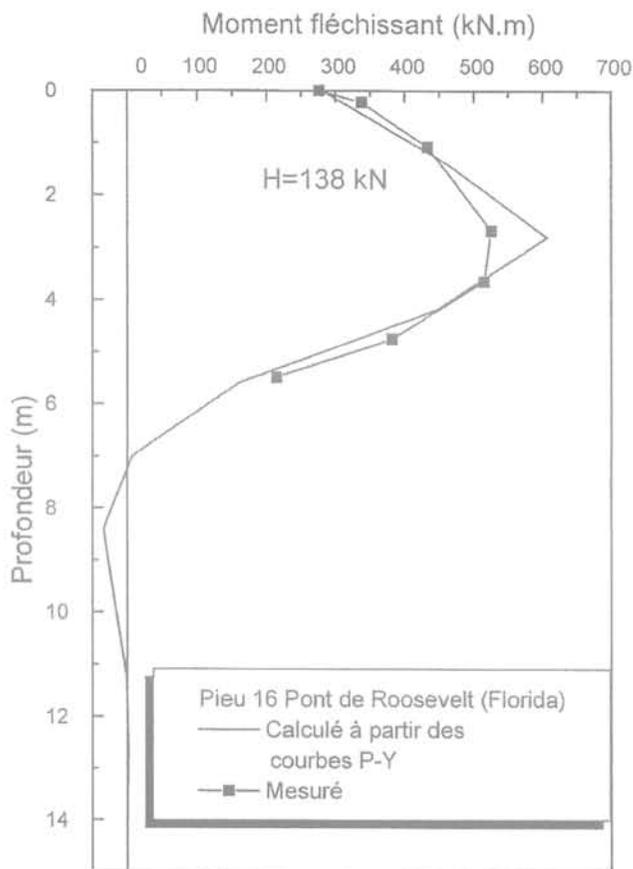


FIG. 11 Comparaison entre les moments fléchissants calculés et mesurés.
Comparison between predicted and measured bending moments.

homogène très dense. L'essai CPT a été réalisé avec un pénétromètre miniature embarqué en centrifugeuse et ayant un diamètre de 12 mm. Pour définir les paramètres pressiométriques nécessaires à la construction des courbes P-Y, on admet en première approximation, que les corrélations PMT/CPT connues de ce sable *in situ* sont valables pour le sable en centrifugeuse, soient $q_c/p_1 = 7$ et $E_m/q_c = 1,5$ (Bouafia, 1990). Les calculs ont donné $K_r = 4,8 \times 10^{-3}$, $E_{11}/E_m = 5,3$ et $P_u/(P_1 \cdot B) = 0,20$. Selon la figure 12, dans le cadre de cette hypothèse de corrélation, les déplacements latéraux sont en bonne concordance avec les mesures extrapolées à l'échelle prototype.

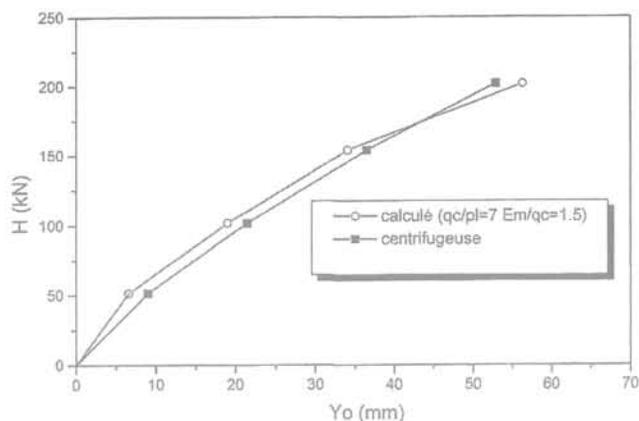


FIG. 12 Comparaison des déplacements mesurés en centrifugeuse et calculés.
Comparison between measured deflection in centrifuge and predicted.

6

Conclusion

L'étude du comportement de 5 pieux expérimentaux sous charges latérales dans deux massifs sableux assez homogènes a permis de construire les courbes de réaction latérale P-Y selon une procédure d'interprétation des données expérimentales. Un calcul à rebours a validé cette procédure, et une synthèse des résultats a montré que les paramètres de la courbe de réaction hyperbolique, à savoir le module de réaction initial et la réaction latérale limite dépendent, outre des caractéristiques pressiométriques, de la rigidité relative sol/pieu. Cette dernière fait intervenir un module de déformation caractéristique du sol fonction du module pressiométrique.

La méthode proposée pour la construction des courbes P-Y à la base de l'essai pressiométrique a été testée avec succès en recalculant les pieux d'essai. En outre, elle a pu prévoir correctement le comportement d'un pieu réel soumis à un essai de chargement en vraie grandeur dans un sol sableux, ainsi que celui d'un pieu prototype simulé en centrifugeuse. Cette méthode est à étalonner sur un nombre plus représentatif d'essais sur pieux dans le sable.

REMERCIEMENTS

Les auteurs sont reconnaissants à la direction du Laboratoire central des ponts et chaussées pour les avoir autorisés à utiliser les données des essais de chargement des sites expérimentaux de Châtenay-sur-Seine et Le Rheu dans le cadre de cet article.

Bibliographie

- Atukorala U., Byrne P.M. – « Prediction of P-Y curves from pressuremeter tests and finite element analyses ». *Soil Mechanics series n° 66*, Dept. of civil engineering, University of British Columbia, July 1984, 34 p.
- Baguelin F. – « Règles de calcul des fondations à partir de l'essai au pressiomètre autoforeur ». Comptes rendus du symposium *La pressiométrie et ses applications en mer*, Paris, 19-20 avril 1982, éditions LCPC-IFP, p. 359-371.
- Baguelin F., Jézéquel J.F. – « Étude expérimentale du comportement des pieux chargés latéralement ». *Annales de l'ITBTP*, n° 297, 1972, p. 155-200.
- Baguelin F., Frank R., Said Y. – « Theoretical study of lateral reaction mechanism of piles ». *Geotechnique*, vol. 27, n° 3, 1977.
- Baguelin F., Jézéquel J.F., Shields D.H. – *The pressuremeter and foundation engineering*. Series on rock and soil mechanics, vol. 2 (1974/1977), n° 4, 1^{re} édition, Trans. Tech. Publications, Germany, 1978, 615 p.
- Baguelin F., Frank R., Jézéquel J.F. – « The Ménard pressuremeter test and the behaviour of laterally loaded piles in sand ». *Proceed. of ISP3 the 3rd International Symposium on Pressuremeters*, Oxford University, 2-6 April 1990, p. 381-391.
- Bangratz R., Frank R. – *PILATE: Programme de calcul d'un pieu isolé soumis à des efforts de flexion en tête et à des poussées latérales du sol*. Notice d'utilisation, version janvier 1985.
- Beikae M., Pyke R. – « A new solution for the resistance of single piles to lateral load ». *Laterally loaded deep foundations - Analysis and performance*, ASTM Special Technical Publications, n° 835, 1984, p. 21-34.
- Belkhir S., Mezazigh S., Levacher D. – « Non-Linear behavior of Laterally Loaded Pile Taking into Account the Shear Stress at the Sand ». *ASTM Geotechnical Testing Journal*, vol. 22, n° 4, December 1999, p. 308-316.
- Bouafia A. – *Modélisation des pieux chargés latéralement en centrifugeuse*. Thèse de docteur en génie civil, École centrale de Nantes, décembre 1990, 267 p.
- Bouafia A., Garnier J. – « Experimental study of P-Y curves for piles in sand ». *Proceed. of the International conference CENTRIFUGE'91*, Boulder, Colorado, A.A. Balkema, 1991, p. 261-268.
- Bouafia A., Garnier J., Levacher D. – « Comportement d'un pieu isolé chargé latéralement dans le sable ». Comptes rendus du colloque international *Fondations profondes*, Presses des ponts et chaussées, 1991, p. 129-136.
- Bouafia A., Bouguerra A. – « Modélisation en centrifugeuse du comportement d'un pieu flexible chargé horizontalement à proximité d'une pente ». *Revue canadienne de géotechnique*, vol. 32, n° 2, 1995, p. 324-335.
- Bouafia A., Bouguerra A. – « Effet de la proximité du talus sur un pieu court et rigide chargé horizontalement ». *Revue française de géotechnique*, n° 75, 1996, p. 47-56.
- Bouafia A. – « Experimental analysis of large lateral displacements of piles in centrifuge ». *Proceed. of the 4th International conference on case histories in geotechnical engineering*, St-Louis, Missouri, 8-15 March 1998.
- Bouafia A. – « Interpretation of full-scale horizontal pile loading tests in sand - Analysis of P-Y curves ». *Proceed. of the 9th International Conference on Piling and Deep Foundations DFI'2002*, Nice, Presses des ponts et chaussées, 2002a, p. 609-616.
- Bouafia A. – « Analysis of lateral reaction modulus for piles in sand from CPT test ». *Comptes rendus du Symposium PARAM'02 Identification et Détermination des paramètres des sols et des roches pour les calculs géotechniques*, Paris, Presses des ponts et chaussées, 2002b.
- Bouafia A. – « Response of a flexible pile under lateral loads in dense sand in centrifuge ». *Proceed. of ICPMG'02 International Conference on Physical Modelling in Geotechnics*, St-John's, Newfoundland, Canada, Canadian Geotechnical Society, 2002c.
- Bowles J.E. – *Foundation analysis and design*. Mc Graw-Hill, New York, 5th ed., 1997.
- Briaud J.L. – « Pressuremeter and foundation design ». *Proceed. of IN-SITU'86 Use of in-situ tests in geotechnical engineering*, Geotechnical Special Publication n° 6, S.P.Clemence, Virginia Tech. Blacksburg, 1986, p. 74-115.
- Briaud J.L., Smith T.D., Meyer B. – « Calcul des pieux chargés latéralement à l'aide des résultats pressiométriques ». *Comptes rendus du symposium La pressiométrie et ses applications en mer*, Paris, LCPC-IFP, 1982, p. 389-406.
- Briaud J.L., Smith T.D., Tucker L.M. – « A pressuremeter method for laterally loaded piles ». *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, vol. 3, 1985, p. 1353-1356.
- Canépa Y., Depresle D., Leipp J., Smirr J.L. – *Essais de sollicitations horizontales de tubes de différents diamètres fichés dans une fosse de sable de Fontainebleau*. Comptes rendus d'essais FAER 1.15.06.6, dossier 8670, LREP, Février 1988, 32 p.
- Carayannacon-Trézos., Baguelin F., Frank R. – « Réaction latérale des pieux : effets de forme et effets tridimensionnels ». *Bulletin des LPC*, n° 104, 1979.
- Douglas D.J., Davis E.H. – « The movements of buried footings due to moment and horizontal load and the movement of anchor plates ». *Geotechnique*, vol. 14, 1964.
- Dunand M. – *Étude expérimentale du comportement des fondations soumises au renversement*. Thèse de docteur-ingénieur, Institut de Mécanique de Grenoble, France, 1981.
- Duncan J.M., Yung Chang C. – « Nonlinear analysis of stress and strain in soils ». *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, *Proceed. of the ASCE*, vol. 96, n° 5, September 1970, p. 1629-1654.
- Frank R. – *Études théoriques des fondations profondes et d'essais en place par autoforage dans les LPC et résultats pratiques*. Rapport de recherche du LCPC, n° 128, Juin 1984.
- Frank R., Jézéquel J.F. – « La résistance latérale des pieux ». *Journées de Mécanique des Sols des LPC*, Saint-Brieuc, 20-22 juin 1989, 36 p.
- Gambin M. – « Calculation of foundations subjected to horizontal forces using pressuremeter data ». *Sols-Soils*, n° 30/31, 1979, p. 17-59.
- Garassino A. – « Soil modulus for laterally loaded piles ». *Proceed. of the 4th European Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Vienna, 1976.
- Georgiadis M., Anagnostopoulos C., Saffelkou S. – « Centrifugal testing of laterally loaded piles ». *Revue canadienne de géotechnique*, n° 259, 1992, p. 208-216.
- Jézéquel J.F. – *Résistance latérale des pieux Le Rheu - Prévission du comportement des pieux*. Rapport préliminaire aux essais, FAER, 1.05.01.7, LRPC de Saint-Brieuc, janvier 1988, 43 p.
- Ménard L., Gambin M., Bourdon G. – « Méthode générale de calcul d'un rideau ou pieu sollicité horizontalement en fonction des résultats pressiométriques ». *Sols/Soils*, vol. 1, n° 20/23, 1969, p. 16-28.
- Ménard L. – « Le tassement des fondations et les techniques pressiométriques. Bilan après 10 ans de résultats expérimentaux ». *Annales de l'ITBTP*, décembre 1971.
- Olham D. – *Lateral loads tests on piles*. Thèse de master de l'université de Manchester, avril 1983.
- Poulos H.G. – « Behaviour of laterally loaded piles: I-Single piles ». *Proceed. of the American Society of Civil Engineers*, vol. 97, n° 5, May 1971, p. 711-731.
- Poulos H.G., Carter J.P., Small J.C. – « Foundations and retaining structures - Research and practice ». *Report to the 15th international conference on soil mechanics and geotechnical engineering*, vol. 4, 27-31 August 2001, pp. 2527-2606.
- Reese L., Matlock H. – « Non dimensional solutions for laterally loaded piles with soil modulus assumed proportional to depth ». *Proceed. of the 8th Texas conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Austin, September 1956.
- Reese L.C. – « The analysis of piles under lateral load ». *Proceed. of the Symposium Interaction structure-foundation*, University of Birmingham, 1971.
- Robertson P.K., Hughes J.M.O., Campanella R.G., Sy A. – « Design of laterally loaded displacement piles using a driven pressuremeter ». *Laterally loaded deep foundations - Analysis and performance*, ASTM Special Technical Publications, n° 835, 1984, p. 229-238.
- Robertson P.K., Campanella R.G., Brown P.T. – « Design of axially and laterally loaded piles using *in situ* tests: a case history ». *Revue canadienne de géotechnique*, vol. 22, 1985, p. 518-527.
- Ruesta P.F., Townsend F.C. – « Evaluation of laterally loaded pile group at Roosevelt bridge ». *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 123, n° 12, December 1997, p. 1153-1161.
- Smith T.D. – « Friction mobilisation F-Y curves for laterally loaded piles from the pressuremeter ». *Proceed. of the International Symposium on Predictions and Performance in Geotechnical Engineering*, Calgary, Canada, A.A. Balkema, 17-19 June 1987, p. 89-95.

Comportement longitudinal en flexion d'une conduite enterrée dans un remblai hétérogène

S.M. ELACHACHI
M. BENSAFI
M. HAMANE
D. NEDJAR

Département de Génie civil
Université des Sciences
et de la Technologie d'Oran
BP 1505 El menouar
Oran, Algérie
elachachi1@algeriecom.com

D. BREYSSE

CDGA
Université Bordeaux I
avenue des Facultés
33405 Talence Cedex
denys.breysse@cdga.
u-bordeaux.fr

Résumé

Un modèle simple permettant de modéliser l'interaction sol-conduite en tenant compte de la variabilité longitudinale du sol a été développé. Il est appliqué à l'analyse du comportement statique d'un tronçon de conduite d'assainissement. Une analyse probabiliste (méthode de Monte-Carlo) permettant de quantifier l'influence de la variabilité spatiale des caractéristiques géomécaniques du sol permet par une étude paramétrique non exhaustive de recenser et d'étudier les facteurs susceptibles d'influencer et de gouverner le comportement longitudinal d'un tronçon de canalisation. Le comportement du système est complexe, les interactions sol-structure étant gouvernées par trois types de rigidité : la rigidité du sol support, la rigidité des éléments de conduite (buses), la rigidité des joints entre buses voisines. Différentes analyses ont été menées afin de déterminer les variables dont les effets sont prépondérants. Une attention particulière a été portée sur l'influence de la longueur de corrélation des propriétés du sol et la rigidité des éléments de liaison.

Mots-clés : corrélation spatiale, interaction sol-structure, longueur de corrélation, réseaux enterrés, tassement différentiel, variabilité spatiale.

Longitudinal flexural behavior of a pipe buried in an heterogeneous embankment

Abstract

A simple model which describes the soil-pipe interaction and accounts for the longitudinal soil variation has been developed. It is used for the analysis of the static response of a section of a buried sewer. A probabilistic analysis (Monte-Carlo method) enabling to quantify the influence of spatial variability of the geomechanical characteristics of the soil makes possible to study the parameters which can influence and drive the longitudinal response of a section of sewer. The system response is complex, soil-structure interaction depending on three different stiffnesses : soil stiffness, pipe components stiffness and joints stiffness. Various analysis have been performed to identify the parameters whose influence is the larger. A specific attention has been devoted to the fluctuation scale of the soil properties and to the stiffness of joints.

Key words : buried sewers, differential settlements, fluctuation scale, soil-structure interaction, spatial correlation, spatial variability.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 31 décembre 2004.

Introduction : variabilité spatiale, interaction sol-structure et désordres

Les réseaux de conduites enterrées (réseaux d'assainissement, conduites d'eau potable ou de gaz) subissent des désordres que l'on peut relier, pour une grande part, à des mouvements de sol selon la direction longitudinale des tronçons de conduites qui provoquent des tassements différentiels. Les conséquences de ces tassements varient selon la nature des matériaux constitutifs des conduites. Ils sont susceptibles d'entraîner l'ouverture des joints ou la fissuration des conduites et par conséquent des fuites de liquide qui, à leur tour, en modifiant les caractéristiques du milieu environnant, induisent des tassements supplémentaires.

Dans les calculs usuels de dimensionnement (MELT, 1992), le comportement n'est modélisé que dans la section droite (comportement transversal), l'homogénéité aussi bien du remblai que du lit de pose étant des hypothèses de travail incontournables, alors que la dimension longitudinale (interaction sol-conduite) et la variabilité des caractéristiques du sol devraient intervenir dans ladite conception. Cette démarche simplifiée s'explique par la complexité de l'interaction sol-conduite, la prédiction correcte du comportement du système demandant à la fois une acquisition de données géotechniques pertinentes et le développement d'un modèle mécanique adapté.

De nombreuses études (Baecher *et al.*, 1981 ; Liu *et al.*, 1987 ; Bucher *et al.*, 1988 ; Der Kiureghian *et al.*, 1988 ; Grundmann *et al.*, 1993 ; Carmeliet *et al.*, 1994 ; Cheng *et al.*, 1994 ; Zhang *et al.*, 1995 ; Fenton *et al.*, 1995) ont été menées sur l'effet de l'interaction sol-structure sous un chargement statique où sont combinés l'efficacité de la méthode classique des éléments finis et les possibilités d'une approche probabiliste et une modélisation stochastique. Un nombre cependant limité d'études (Ting *et al.*, 1984 ; Kouraoaka, 1993 ; Benmansour *et al.*, 1997 ; Bensafi *et al.*, 2002) a été conduit sur l'effet de l'interaction sol-structure considérant les conduites enterrées.

Afin que les réseaux d'assainissement puissent assumer pleinement leur fonction et ce de façon pérenne, il est indispensable de maîtriser les effets de la variabilité longitudinale du sol de remblai (Breyse et Boissier, 2002). Cette maîtrise peut s'effectuer :

- au moment de la phase de réalisation, en « homogénéisant » les caractéristiques du sol par le choix du matériau de remblai (granulométrie, teneur en eau et état de densité), par le contrôle de la compacité (essai Proctor) et par une mise en place soignée des conduites ;

- ou bien en amont lors de la phase de conception, en adoptant une démarche où sont intégrés les « ingrédients » suffisants pour pouvoir tenir compte de la variabilité du sol, d'une part, et des incertitudes liées à la méconnaissance de ses caractéristiques, d'autre part.

Application de la méthode de Monte-Carlo

L'approche adoptée consiste à combiner la méthode classique des éléments finis avec les possibilités d'une modélisation stochastique (probabiliste). Les méthodes

stochastiques sont composées principalement de deux familles : les méthodes de perturbation et la méthode de Monte-Carlo. Chaque simulation regroupe trois étapes :

a) une discrétisation du champ aléatoire, censé reproduire la variation spatiale des propriétés du sol de remblai ;

b) une analyse par éléments finis pour estimer, via un calcul déterministe, la réponse du système ;

c) une analyse statistique de la réponse de la structure, qui permet d'estimer par exemple les risques de dépassement de telle ou telle valeur critique (de moment, de contrainte, de déplacement...).

La méthode de Monte-Carlo consiste pour une même configuration géométrico-matérielle, à générer une série de réalisations particulières des propriétés de la structure (tirages au sort, respectant les distributions statistiques données *a priori*). Une solution déterministe est ensuite obtenue à partir de la méthode des éléments finis P2 pour chaque réalisation, la procédure étant répétée jusqu'à ce que les résultats puissent être considérés comme statistiquement représentatifs (stabilité de la réponse) avec la précision désirée. Une analyse statistique de l'ensemble des réponses est menée à l'issue des simulations et permet de déduire des informations utiles à la conception du système.

Définition du système (réseau de conduites-sol-chargement)

Un réseau est constitué de plusieurs tronçons généralement délimités (Fig. 1) par des regards. Chaque tronçon est un assemblage de buses de longueur normalisée (de 1 à 6 m) reliées entre elles par des joints de liaison (d'étanchéité). Il est généralement enterré et repose directement sur le sol. Différents modèles ont été développés pour tenir compte de l'interaction sol-structure. On citera le modèle classique de Winkler (1867), et les améliorations successives qu'en ont proposé Filonenko-Borodich (1940), Pasternak (1954), Hetenyi (1950), Kerr (1964, 1965) et Horvarth (1983, 1993). Dans cette étude et malgré ses limites, nous avons choisi d'utiliser le modèle de Winkler, pour deux raisons :

- sa simplicité d'utilisation et de mise en œuvre ;
- sa capacité à prendre en compte de manière indirecte la variabilité des caractéristiques du sol.

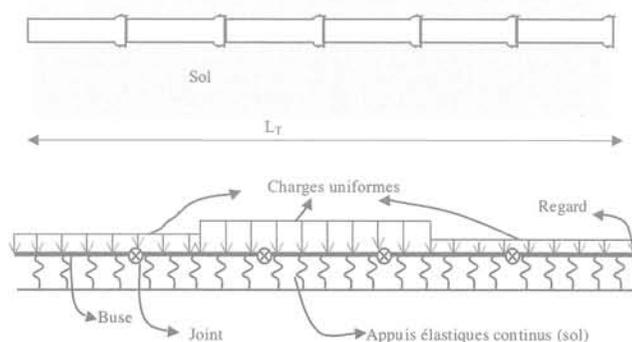


FIG. 1 Modélisation d'un tronçon de conduites. Pipe sections modeling.

L'action exercée (chargement)

En pratique, elle résulte du poids du remblai surplombant la conduite, de la charge d'exploitation (due par exemple aux véhicules), de la pression hydrostatique due à la nappe phréatique, du poids propre de la conduite et également des actions internes du fluide véhiculé. Dans les exemples traités, nous considérerons que le chargement appliqué est constitué d'une action verticale répartie et uniforme, d'intensité constante q (N/ml). Il est cependant possible, avec le même modèle, de simuler l'effet de sollicitations plus complexes, par exemple d'origine sismique, donc rapidement variables dans le temps (Bensafi *et al.*, 2002 ; Nedjar *et al.*, 2002).

La conduite

Les matériaux utilisés pour la réalisation d'une conduite sont divers : pierre (grès), béton ou liants cimentaires, fonte ou acier, PVC... Leur diamètre varie en pratique de 0,15 à 1,5 m pour les conduites non visitables et de 1,5 à 3 m pour les conduites dites visitables (dont on peut faire l'inspection). L'étanchéité au niveau de la jonction des conduites est assurée par des joints de raccord de type plastique, de type mortier de ciment ou plus fréquemment de type élastomère. La rigidité de ces joints est aussi variable que les technologies et géométries employées : elle peut être très faible (joints souples) ou très élevée (joints soudés).

Le coefficient de réaction du sol

Le sol oppose aux éléments constitutifs d'une conduite (buses) une réaction continue $R(x)$, de dimension [F/L], donnée par l'expression (1) :

$$R(x) = S_s(x) \cdot D_{\text{ext}} \quad (1)$$

où $S_s(x)$ est la contrainte (sous la buse) et D_{ext} le diamètre extérieur de la buse.

La contrainte s'exprime selon le modèle de Winkler sous la forme :

$$S_s(x) = k \cdot w(x) \quad (2)$$

où k est le coefficient de réaction du sol (ou constante de proportionnalité de Winkler) de dimension [F/L³] et $w(x)$ la flèche de la conduite (et donc le tassement du sol).

Selon la théorie d'élasticité, la réponse d'un corps élastique à un chargement devrait être caractérisée par au moins deux paramètres, tels que le module d'élasticité et le coefficient de Poisson. Le sol est un matériau non élastique et non homogène, et une caractérisation précise de son comportement mécanique exige habituellement plus de deux paramètres.

L'utilisation d'un seul paramètre tel que le module de la réaction du sol k pourrait donc apparaître excessivement simplificatrice. Cependant, une telle approche semble cohérente compte tenu de la variabilité et des incertitudes liées à la caractérisation d'un sol. Les aspects non linéaires du comportement peuvent être reproduits simplement : il suffit d'adopter des lois $k(t)$ ou $k(w)$ selon que l'on souhaite décrire une dégradation progressive des propriétés ou une non-linéarité matérielle... la difficulté est d'identifier de telles lois. Si le modèle de Winkler est unidimensionnel, et donc inapte en principe à reproduire les effets des cisaillements dans le sol, les corrélations spatiales que nous introduirons au §4 conduisent à assurer, de fait, une cohérence des déplacements en des points voisins telle qu'elle existe dans un milieu continu.

Notons que le module de réaction k n'est pas simplement un paramètre de sol : il est également affecté par la rigidité de la conduite. Il dépend par conséquent de plusieurs facteurs, tels que la longueur et la largeur de la conduite, la profondeur de pose, le type de matériau utilisé et du type du lit de pose. Il est d'autant plus élevé que le sol est rigide et la conduite souple.

La valeur de k n'est accessible que par des méthodes semi-empiriques (Vesic, 1961 ; Biot, 1937 ; Vlassov, 1956 ; Meyerhof, Kloppel selon Okeagu *et al.*, 1984 ; Matsubara, 2000). Chacun des auteurs est parvenu à une expression propre (les formules correspondantes sont données en Annexe 1), ce qui souligne l'incertitude attachée au modèle de réaction (les mêmes questions se posent pour la rigidité du sol derrière un écran souple ou sous une semelle de fondation). Pour un même jeu de valeurs (propriétés mécaniques et géométriques du sol et de la conduite, données au tableau I), le tableau II illustre l'étendue de la gamme de valeurs obtenues pour k selon la formule empirique employée.

Ajoutons que l'expression de Matsubara requiert la connaissance d'un paramètre supplémentaire, λ , défini comme le rapport entre le rayon de la conduite et la distance (rayon) par rapport au point du sol où le déplacement est considéré comme nul. L'ordre de grandeur de ce paramètre étant non défini, il a été pris égal à 10. On peut noter que k varie du simple au triple selon les auteurs, et quasiment du simple au double si l'on néglige les valeurs extrêmes (Vesic et Kloppel).

TABLEAU I Valeurs de référence des caractéristiques de la conduite.
Pipe characteristics.

Sol		Conduite			
E_s (MPa)	ν_s	D_{ext} (m)	e (m)	E_c (MPa)	L_{buse} (m)
25	0,3	1,5	0,15	$2 \cdot 10^4$	$\frac{3}{3}$

TABLEAU II Valeurs du coefficient de réaction du sol k .
Coefficient of subgrade reaction values.

	Vesic	Meyerhof	Kloppel	Matsubara	Biot	Vlassov	Selvadurai
k (MN/m ³)	9,16	18,32	25,64	17,49	12,39	22,43	11,90

Cette relative imprécision sur la valeur de k peut être comparée à la gamme attendue de variation de k pour des configurations géométrico-matérielles « balayant » l'espace de variations des paramètres considérés. Ainsi, en considérant des valeurs minimales et maximales raisonnables pour le contraste de raideur entre le sol et la conduite (Tableau III), on obtient une variation relative de k de 1 à 20 (soit de 5-15 MN/m^3 à 100-250 MN/m^3).

Dans un second temps, nous avons analysé les rôles respectifs des propriétés du sol et de la conduite, les valeurs non précisées des paramètres étant prises égales à celles de la configuration de référence :

- quand le module d'Young du sol passe de 10 à 50 MPa, k passe de 5-15 MN/m^3 à 30-80 MN/m^3 ;
- quand la conduite passe d'un diamètre de 0,20 m à 2 m, k passe de 70-200 MN/m^3 à 7-20 MN/m^3 .

La figure 2 présente, pour les différents auteurs, l'évolution du coefficient de réaction du sol k en fonction du module d'Young E_s (Fig. 2a), et de celui de la conduite E_c (Fig. 2b), chacun des paramètres fixes étant égal à la valeur donnée dans le tableau I. Les gammes de variation relevées (de 1 à 6 dans le premier cas, de 10 à 1 dans le second, de 1 à 20 en considérant des configurations extrêmes) illustrent les valeurs de k qu'il est raisonnable de considérer dans les simulations numériques et relativisent les écarts (de l'ordre de 1 à 3) observés sur les modèles du module de réaction. Par la suite, les études de sensibilité seront faites en tenant compte des ordres de grandeur des variations attendues de k .

Retenons de ces constatations que, si des variations spatiales de k peuvent être interprétées comme résultant de la variabilité spatiale des propriétés du sol, il ne faudra pas s'attacher trop exclusivement aux valeurs de ce paramètre, une incertitude de l'ordre de 100 % pouvant résulter du simple choix du modèle qui le définit.

De même, en fixant le modèle, on pourra étudier l'influence de tel ou tel paramètre (par son poids sur la valeur de k), mais il sera préférable d'en rester à des considérations comparatives. En pratique, la valeur de k (et donc la distribution statistique de cette variable) ne peut pas être mesurée directement, puisque c'est un paramètre qui combine les propriétés du sol et de la conduite : toute sollicitation du sol *via* un dispositif quelconque (ne serait-ce qu'une plaque) fait intervenir à la fois les propriétés du sol et du dispositif utilisé. La procédure consiste donc à identifier sur le site la distribution statistique de la raideur E_s (soit directement par des méthodes géophysiques, soit *via* des corrélations, par exemple avec un pénétromètre) puis à calibrer le modèle reliant E_s et les caractéristiques géométriques au coefficient de réaction du sol k .

4

Prise en compte de la variabilité du coefficient de réaction du sol k

La variabilité et l'incertitude relatives aux caractéristiques du sol et par conséquent au coefficient de réaction du sol ont trois sources :

- l'hétérogénéité spatiale qui résulte du processus de formation et d'agrégation du sol, qu'il soit naturel ou qu'il s'agisse d'un milieu anthropique (Jaksa, 1995);
- l'incertitude liée à l'imprécision des mesures (différences éventuelles entre les valeurs mesurées et les vraies valeurs, inconnues, de la caractéristique considérée);
- l'incertitude de modèle liée, comme cela a été montré § 3.3, au fait que le module de réaction résulte de modèles semi-empiriques.

TABLEAU III Domaine « balayé » par les différents paramètres.
Field covered by the various parameters.

Valeurs	D_{ext} (m)	e (m)	E_c (MPa)	E_s (MPa)	ν_s
Conduite souple (PVC), sol raide	0,3	0,015	2500	50	0,3
Conduite raide (béton armé), sol souple	2	0,15	30000	20	0,3

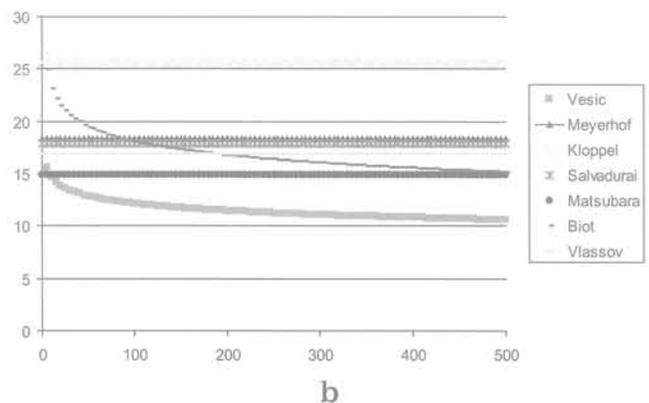
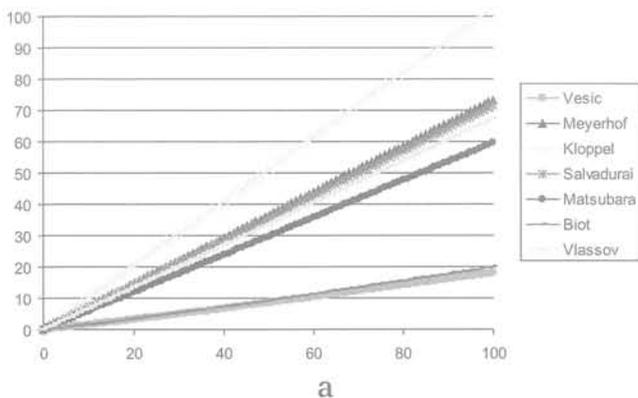


FIG. 2 Module de réaction k (MN/m^3) en fonction du : a) module de Young du sol E_s (MPa); b) module de Young de la conduite E_c (MPa).
Modulus of subgrade reaction k (MN/m^3) function of of: a) Soil Young modulus E_s (MPa); b) Pipe Young modulus E_c (MPa).

Le rôle de la variabilité longitudinale du remblai entourant la conduite nous paraissant essentiel, nous avons choisi de la modéliser en utilisant la théorie de la moyenne locale d'un champ aléatoire développée par VanMarcke (1983).

Le champ aléatoire du coefficient de réaction du sol $k(x)$ est défini par trois grandeurs : sa valeur moyenne m , sa variance σ^2 et son échelle (ou longueur) de corrélation l_{ec} (liée à une fonction d'auto-corrélation $\rho(\tau)$, où τ désigne la distance entre deux points du sol et qui traduit la structure spatiale de corrélation des propriétés : $\rho(\tau)$ diffère selon que les propriétés varient plus ou moins rapidement en s'écartant d'un point considéré). Cette longueur de corrélation (longueur à partir de laquelle les propriétés ne sont plus corrélées) dépend de la caractéristique considérée du sol (module, porosité, teneur en eau...) et de la direction (horizontale ou verticale).

Le sol est discrétisé dans la direction longitudinale en considérant des zones où les propriétés sont uniformes (Fig. 3a). La valeur du champ aléatoire dans chaque zone est estimée par la moyenne du champ spatial $k(x)$ de ladite zone. La moyenne locale ainsi que la variance dans la zone i de longueur D_i s'exprime :

$$E[k(D_i)] = m \quad (3a)$$

$$\text{var}[k(D_i)] = \sigma^2 \gamma(D_i) \quad (3b)$$

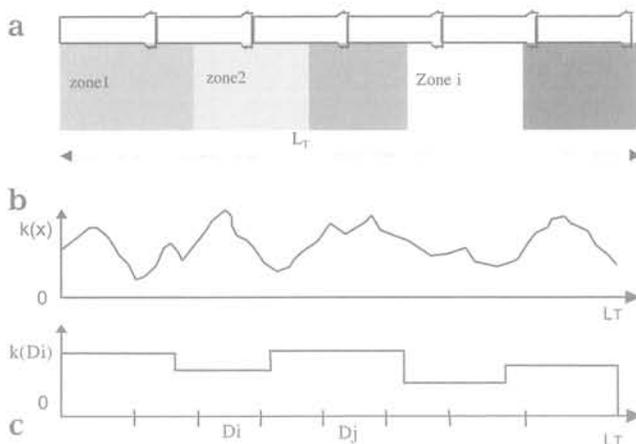


FIG. 3 Discretisation du champ aléatoire $k(x)$ et subdivision du sol en plusieurs zones.
Discretization of random field $k(x)$.

La valeur moyenne est considérée constante pour tout le champ, quelle que soit la position du point x . L'expression (3b) montre que la variance locale de $k(D_i)$ dépend de la longueur D_i de la zone i , en suivant une loi qualifiée de « réduction de variance ». $\gamma(D_i)$ est la fonction de variance du champ $k(x)$, c'est une mesure de la réduction de la variance due à la « moyennisation » du processus aléatoire selon la longueur de la conduite. Elle est reliée à la fonction de corrélation par :

$$\gamma(D_i) = \frac{2}{D_i} \int_0^{D_i} \left(1 - \frac{x}{D_i}\right) \rho(x) dx \quad (4)$$

En considérant la fonction de corrélation la plus simple, à savoir une fonction linéaire, et à partir de l'expression (4), on exprime la fonction variance en fonction de l'échelle de corrélation l_{ec} :

$$\gamma(D_i) = 1 - \frac{D_i}{3l_{ec}} \quad \text{si } D_i \leq l_{ec} \quad (5)$$

$$\gamma(D_i) = \frac{l_{ec}}{D_i} \left(1 - \frac{l_{ec}}{3D_i}\right) \quad \text{si } D_i \geq l_{ec}$$

Le passage à l'ensemble de la conduite passe par l'expression de la matrice de covariance (dont chaque terme $C_{ij} = \text{Cov}[k(D_i), k(D_j)]$ correspond à la corrélation entre deux zones D_i et D_j), qui résulte d'une combinaison linéaire des fonctions variance (6).

$$\text{Cov}[k(D_i), k(D_j)] = \frac{\sigma^2}{2} \left\{ (t-1)^2 \gamma[(t-1)D] - 2t^2 \gamma[tD] + (t+1)^2 \gamma[(t+1)D] \right\} \quad (6)$$

On utilise l'algorithme de Fenton et VanMarcke (1990) pour générer des variables aléatoires de distribution normale de moyenne nulle avec la structure de corrélation spatiale souhaitée. On passe dans un second temps à la variable k respectant la distribution statistique visée.

La figure 4 compare les matrices de covariance théorique et simulée $[C_{ij}]$ pour un sol subdivisé en 25 zones d'égale longueur. Les termes diagonaux ($i = j$) sont égaux à l'unité et la corrélation décroît quand la distance entre i et j augmente. L'identité des valeurs théoriques et des valeurs simulées valide le processus de simulation du champ aléatoire $k(x)$.

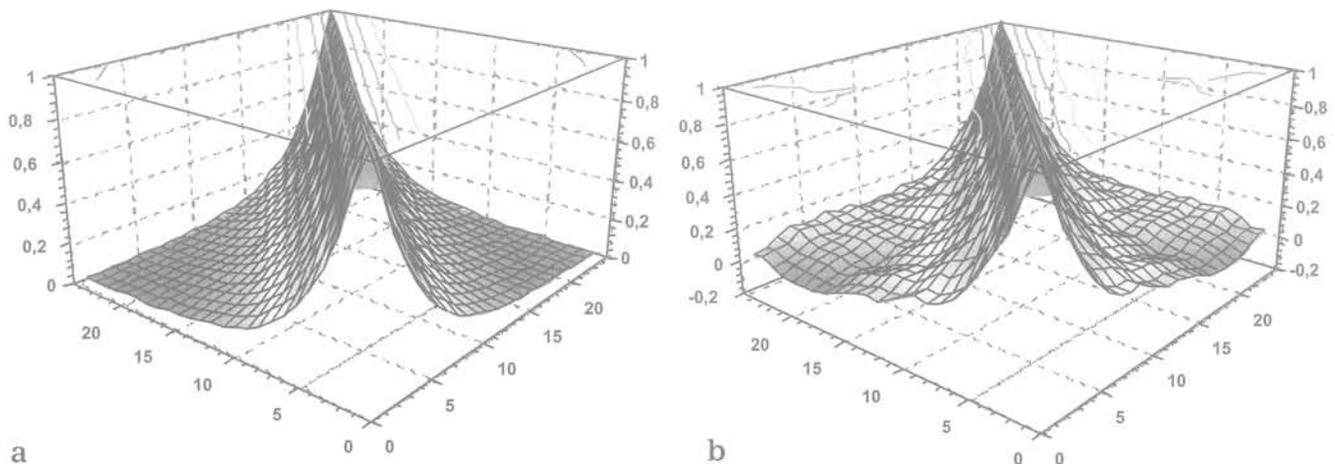


FIG. 4 Matrices de covariance : a) théorique ; b) simulée.
Matrices of covariance : a) theoretical ; b) simulated.

Méthode des éléments finis

Un programme adoptant la méthode des éléments finis classique a été développé. Les éléments utilisés sont de type poutre P2. Le tronçon est subdivisé en un ensemble de poutres interconnectées. Chaque poutre représente soit un tronçon de buse, soit une buse entière.

5.1

Matrice de rigidité du système sol-conduite

L'énergie de déformation Ψ du système sol-conduite est égale à la combinaison des énergies de déformation de la conduite Ψ_1 et du sol Ψ_2 :

$$\Psi = \Psi_1 + \Psi_2 \quad (7)$$

dont les expressions sont formulées comme suit (éq. 8):

$$\Psi_1 = \frac{1}{2} \int_0^{l_e} E_c I \left(\frac{\partial^2 w(x)}{\partial x^2} \right)^2 dx \quad (8)$$

$$\Psi_2 = \frac{1}{2} \int_0^{l_e} k D_{\text{ext}} w(x) \cdot w(x) dx$$

où E_c et I représentent respectivement le module d'élasticité et le moment d'inertie de la conduite et l_e la longueur de l'élément fini.

En considérant une fonction de déplacement de type polynomial du troisième degré, on a:

$$w(x) = [N]^t \{\delta^e\} \quad (9)$$

de telle sorte que les inconnues sont les composantes du vecteur déplacement δ^e d'un élément et $[N]$ la matrice composée des fonctions d'interpolations. Ce qui nous donne l'expression finale de Ψ_1 et de Ψ_2 :

$$\Psi_1 = \frac{1}{2} \{\delta^e\}^t \left(E_c I \int_0^{l_e} \left(\frac{\partial^2 N}{\partial x^2} \right) \left(\frac{\partial^2 N}{\partial x^2} \right) dx \right) \{\delta^e\} \quad (10)$$

$$\Psi_2 = \frac{1}{2} \{\delta^e\}^t \left(k D_{\text{ext}} \int_0^{l_e} [N] [N]^t dx \right) \{\delta^e\}$$

Sachant que l'énergie de déformation totale s'exprime par la relation (11) suivante:

$$\Psi = \frac{1}{2} \{\delta^e\}^t [K^e] \{\delta^e\} \quad (11)$$

où K^e représente la matrice de rigidité de l'élément et en identifiant avec (10) on obtient:

$$K^e = EI \int_0^{l_e} \left(\frac{\partial^2 N}{\partial x^2} \right) \left(\frac{\partial^2 N}{\partial x^2} \right)^t dx + k D_{\text{ext}} \int_0^{l_e} [N] [N]^t dx \quad (12)$$

ou bien:

$$K_p^e = K_p^e + K_s^e \quad (13)$$

On distingue deux termes dans les expressions (12) ou (13): au premier terme correspondant à la matrice de rigidité classique d'un élément poutre P2, s'ajoute un second terme qui traduit l'interaction sol-conduite. Le développement de l'expression (12) donne l'expression (14):

$$K_p^e = \frac{EI}{l_e^3} \begin{bmatrix} 12 & 6l_e & -12 & 6l_e \\ 6l_e & 4l_e^2 & 6l_e & 2l_e^2 \\ -12 & 6l_e & 12 & -6l_e \\ 6l_e & 4l_e^2 & -6l_e & 4l_e^2 \end{bmatrix} \quad K_s^e = \frac{k D_{\text{ext}} l_e}{420} \begin{bmatrix} 156 & 22l_e & 54 & 13l_e \\ 22l_e & 4l_e^2 & 13l_e & -3l_e^2 \\ 54 & 13l_e & 156 & -22l_e \\ -13l_e & -3l_e^2 & -22l_e & 4l_e^2 \end{bmatrix} \quad (14)$$

5.2

Prise en compte du joint de liaison entre buses

Pour modéliser la rotation différentielle possible des extrémités de deux buses adjacentes, chaque nœud peut avoir trois degrés de liberté: une translation verticale w , une rotation θ_g de l'extrémité droite de la buse située à gauche du nœud et une rotation θ_d de l'extrémité gauche de la buse située à droite du nœud.

Le comportement du joint est supposé élastique, avec une rigidité de flexion R_j (de dimension F.L). On peut donc écrire des relations supplémentaires entre les rotations aux nœuds et les moments aux extrémités des buses:

$$\begin{aligned} M_d &= R_j \cdot (\theta_d - \theta_g) \\ M_g &= R_j \cdot (\theta_g - \theta_d) \end{aligned} \quad (15)$$

5.3

Résolution

Après l'assemblage de la matrice de rigidité K et du vecteur de charge $\{F\}$ de la structure, le système d'équation $\{F\} = K \cdot \{U\}$ est résolu (par la méthode de Gauss) pour obtenir le vecteur des déplacements nodaux $\{U\}$. On obtient donc pour chaque nœud, le déplacement vertical w , et les rotations gauche et droite θ_g et θ_d .

En phase de post-traitement, on calcule des grandeurs qui permettent de qualifier certaines performances représentatives des tronçons de réseau:

- le vecteur $\{F_{\text{int}}^e\}$ des efforts intérieurs (effort tranchant et moment de flexion) aux extrémités des poutres est calculé en effectuant le produit matriciel de la matrice de rigidité élémentaire K^e et du vecteur des déplacements nodaux $\{\delta^e\}$. On pourra en déduire les contraintes longitudinales susceptibles de provoquer la fissuration ou la rupture des buses;

- l'amplitude de l'ouverture des joints $(\theta_g - \theta_d)$ conditionne les fuites éventuelles ou les infiltrations dans le réseau;

- les pentes moyennes des buses sont calculées à partir des déplacements verticaux des joints.

Elles indiquent l'intensité de la contre-pente, qui peut s'opposer à l'écoulement des effluents.

6

Modélisation du comportement d'un tronçon et mise en évidence de l'interaction

On considère un tronçon de conduites de 120 m de longueur soumis à une charge continue et constante de 100 kN/m et dont les caractéristiques de référence

sont définies au tableau IV. On entend par caractéristiques de référence, les données géométriques, matérielles de la conduite et du sol utilisées dans la suite de l'article lorsque aucune indication contraire n'est effectuée. L'échelle de l'étude est celle du tronçon de conduites.

La distribution choisie pour le coefficient de réaction du sol k est celle d'une distribution log-normale, étant donné que k a nécessairement une valeur positive.

Le sol est subdivisé en 480 zones (soit des zones de 25 cm de longueur) et chaque buse de la conduite est discrétisée en 12 éléments finis P2. Des études particulières ont permis de vérifier, sur des simulations déterministes, que le résultat était indépendant de la discrétisation choisie en zones, sous réserve d'un maillage suffisamment fin. En fait, l'exigence de finesse est relative à la précision nécessaire au calcul par éléments finis, mais aussi à la modélisation de la variabilité spatiale : la taille de la zone élémentaire doit être significativement plus petite que la longueur de corrélation pour que les variations à faible distance soient correctement reproduites. Les conditions aux limites constituées par la présence des regards, aux extrémités du tronçon de conduite, sont considérées dans cette étude comme libres.

Le coefficient de variation correspond à :

$$\text{c.v.} = \frac{\sigma}{k} \quad (16)$$

Il est difficile de donner des valeurs numériques des raideurs de joints reposant sur des mesures, car les joints sont de géométries complexes, très diverses et leur raideur a fait l'objet de peu d'analyses. Nous avons choisi de contourner cette difficulté en introduisant le paramètre L_{fictive} : la raideur du joint est égale à celle d'un tronçon (fictif) de buse, de mêmes caractéristiques géométriques et matérielles que la conduite voisine, et de longueur égale à L_{fictive} . Ainsi, la raideur du joint peut varier de zéro (quand L_{fictive} tend vers l'infini) à l'infini (quand L_{fictive} tend vers zéro). La longueur de cet élément est fictive dans la mesure où cette raideur est concentrée en un point matériel, le nœud, où l'on applique la relation (15). Nous pouvons ainsi procéder à des analyses de sensibilité, qui justifieront (ou pas) de procéder à des études plus fines des raideurs de joints réels.

Trois familles de facteurs gouvernent le comportement du système sol-conduites : la nature du sol, le matériau et la géométrie des conduites, la nature des joints de liaison.

A la figure 5 sont présentés respectivement les variations longitudinales du coefficient de réaction du sol, du moment fléchissant et du déplacement vertical pour des terrains présentant les mêmes caractéristiques statistiques mais des longueurs de corrélation différentes ($l_{\text{ec}} = 3$ et 30 m, soit de 1 à 10 fois la longueur d'un élément de conduite). Le tracé est restreint à une zone de 20 m de long, éloignée des limites du tronçon.

Le signal $k(x)$ est beaucoup plus agité (de fluctuation rapide) pour une faible longueur de corrélation ($l_{\text{ec}}/L_{\text{buse}} = 1$) que pour ($l_{\text{ec}}/L_{\text{buse}} = 10$). Dans ce dernier cas, les fluctuations sont plus lentes, le signal est plus régulier à l'échelle considérée.

Les signaux $w(x)$ sont beaucoup plus réguliers que ceux de $k(x)$. En fait, la conduite agit comme un « filtre » de la variabilité, puisqu'une variation longitudinale de $w(x)$, qui résulte de la variation de raideur $k(x)$ doit aussi être compatible avec la rigidité de la buse. Le résultat est intermédiaire entre deux cas extrêmes :

- buse infiniment souple, situation dans laquelle $w(x)$ est inversement proportionnel à $k(x)$, la raideur en un point conditionnant totalement le déplacement au même point ;
- buse et joints infiniment rigides, situation dans laquelle les déplacements sont constants, et ne sont donc plus liés à la raideur locale, l'ensemble du tronçon se comportant comme un corps rigide.

Dans la situation réelle, les déplacements $w(x)$ dépendent donc des $k(x)$ dans le voisinage de ce point et de la latitude que permet la souplesse du système pour des variations locales de $w(x)$. Ainsi, si la figure 5d confirme que les déplacements les plus faibles sont relevés dans la zone de plus forte raideur k (autour de 90 m), la figure 5c montre qu'une variation très locale ne conduit pas nécessairement à de forts déplacements au même endroit, incompatibles avec la rigidité du système.

Le même type de réponse est manifeste sur les courbes de moment fléchissant (Fig. 5e et 5f). Le moment fléchissant est proportionnel à la courbure locale, donc régi par la rigidité des buses et des joints. Les fluctuations à grande échelle restent possibles, mais celles à courte échelle sont fortement atténuées. Les fonctions $M(x)$ montrent des changements de signe, correspondant à des changements de courbure, mais l'amplitude des variations (entre -60 kN.m et 44 kN.m pour $l_{\text{ec}}/L_{\text{buse}} = 1$ et entre -6 kN.m et 93 kN.m pour $l_{\text{ec}}/L_{\text{buse}} = 10$) n'est pas significative à cette échelle. Notons seulement que les valeurs relevées sont conséquentes (plusieurs dizaines de m.kN) alors que négliger les effets de la variabilité longitudinale conduit naturellement à des moments nuls.

Une analyse appropriée de l'interaction doit reposer sur un traitement statistique des résultats, aussi bien à l'échelle du tronçon qu'à celle d'une population de tronçons. Dans un premier temps, nous allons étudier les corrélations entre grandeurs locales (rigidité, déplacements, moments fléchissants) dans un tronçon, quand varie la longueur de corrélation (§7) ou la rigidité des joints (§8). Nous verrons ensuite comment les résultats peuvent être exploités de façon statistique, à l'échelle d'une population de tronçons, en estimant les risques de dépassement de valeurs critiques de certaines grandeurs, et comment ces risques varient en fonction de l'échelle de fluctuation du sol.

TABEAU IV Caractéristiques de référence.
Characteristics of reference.

Sol		Conduite					Joint
k (MN/m ³)	c.v.	l_{ec} (m)	d (m)	e (m)	E_c (MPa)	L_{buse} (m)	L_{fictive} (m)
20	0,3	3	1,5	0,15	$2 \cdot 10^4$	3	3

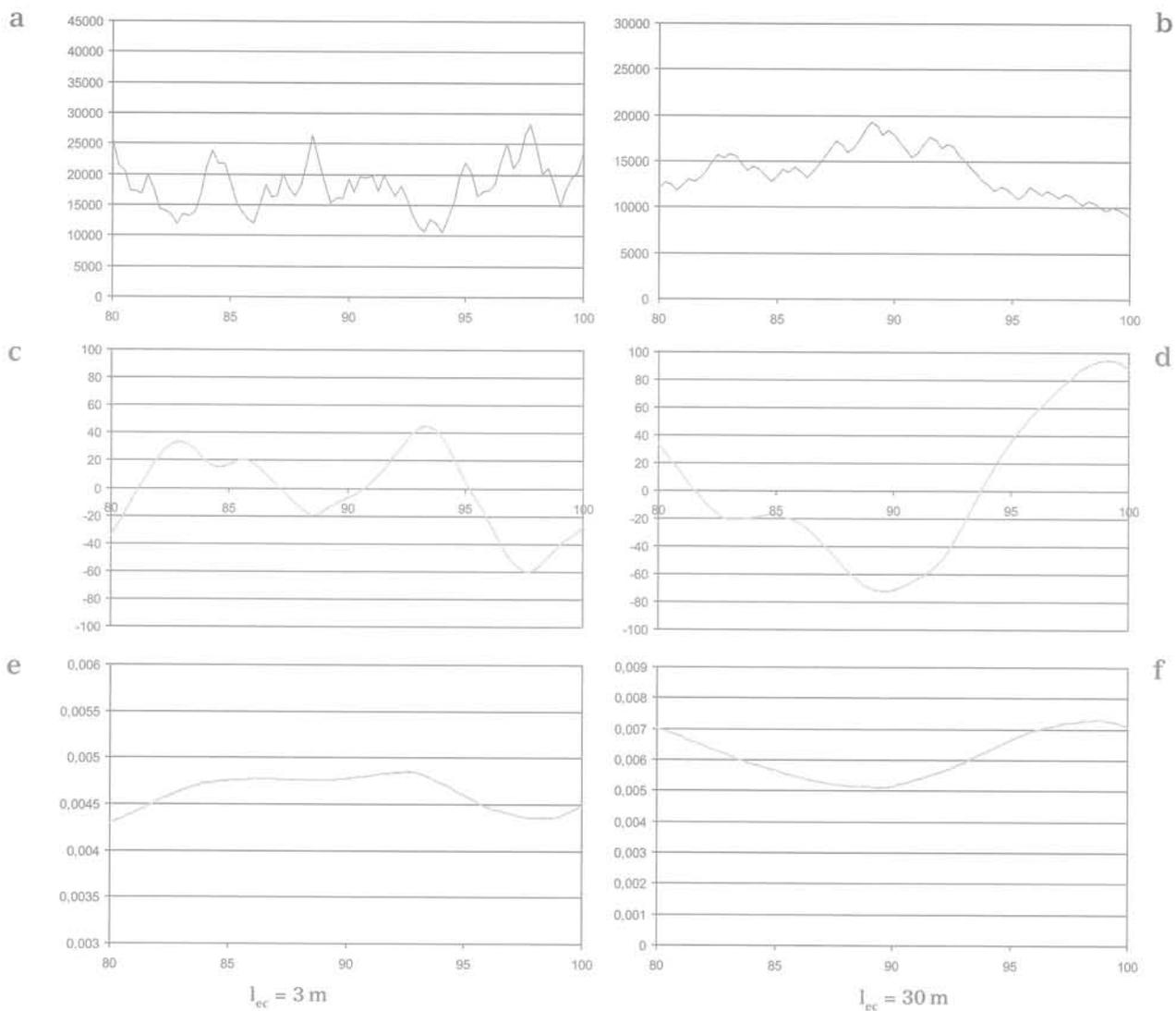


FIG. 5 k (en kN/m³), M (en kN.m) et w (en m) pour un tronçon de conduite (80 à 100 m) correspondant à deux longueurs de fluctuation (3 et 30 m).
 k (in kN/m³), M (in kN.m) and w (in m) for a section pipe (80 to 100m) corresponding to two lengths of correlation (3 and 30 m).

7

Analyse du rôle de la longueur de corrélation sur l'interaction sol-conduite

Afin d'analyser l'effet de la longueur de corrélation sur la réponse (moment fléchissant, tassement) de la conduite, il est intéressant de quantifier les corrélations statistiques entre le vecteur module de réaction $k(x)$ et les vecteurs, résultant des simulations numériques, déplacement vertical de la conduite ($w(x)$) et moment de flexion ($M(x)$). Pour chaque tronçon simulé, on peut ainsi calculer les coefficients $R_w(k(x), w(x))$ et $R_M(k(x), M(x))$ puis étudier la variation de ces coefficients pour des valeurs différentes l_{ec} . La figure 6 présente cette évolution. Chaque point est tracé à partir de la corrélation établie sur un ensemble de trois réalisations (soit 1 440 valeurs de x).

Les courbes des figures 6a et 6b présentent des allures différentes : variation monotone avec un R_w décroissant quand l_{ec} croît pour les déplacements

(Fig. 6b), non monotone avec une plage de l_{ec} conduisant à une corrélation maximale (en valeur absolue) pour les moments fléchissants (Fig. 6a).

Pour la réponse en termes de tassement, la corrélation tend vers zéro si l_{ec} tend vers zéro. Dans ce cas, les buses reposent sur un milieu extrêmement désordonné. Du fait de leur (relative) rigidité, le déplacement de la buse ne dépend plus de la valeur locale de $k(x)$ mais de sa moyenne sur une zone étendue : la corrélation entre déplacement et module local est donc très faible. L'autre cas limite est celui de l_{ec} tendant vers l'infini. Le sol varie alors à très grande échelle, mais demeure quasiment uniforme à l'échelle d'une buse (variation spatiale très « lente »). La relative souplesse de la buse permet au système de se déformer suffisamment pour qu'en chaque point, le déplacement soit inversement proportionnel à la valeur moyenne du module dans la zone considérée, elle-même très proche de la valeur locale du module. Les réponses observées peuvent aussi être analysées à la lumière des expressions (3b) et (5) : dans le premier cas, les coefficients de réaction du sol de deux zones voisines le numérateur tend vers zéro, tandis que dans le second cas c'est le dénominateur qui tend vers l'infini. Pour toute valeur

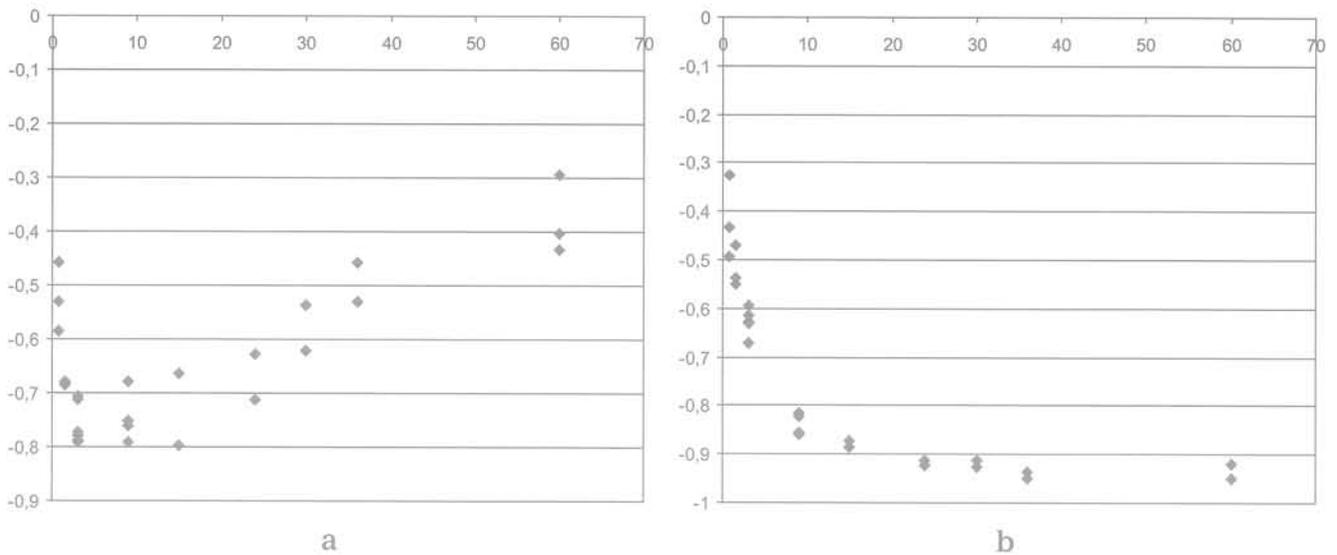


FIG. 6 Coefficients de corrélation en fonction de la longueur de corrélation l_{ec} : a) $R_M - l_{ec}$ (en m); b) $R_w - l_{ec}$ (en m).
Coefficients of correlation function of the length of correlation l_{ec} : a) $R_M - l_{ec}$ (in m); b) $R_w - l_{ec}$ (in m).

finie de l_{ec} , la corrélation est intermédiaire, avec une transition progressive de la corrélation nulle vers la corrélation parfaite. La vitesse avec laquelle on converge vers une corrélation voisine de 1 dépend de la « souplesse relative » (ou « rigidité relative ») de la buse, c'est-à-dire de sa capacité à s'accommoder des contrastes locaux de raideur du sol, ou à les filtrer. Pour les données de référence, le coefficient de corrélation atteint $-0,9$ pour l_{ec}/L_{buse} voisin de 20, soit des échelles de fluctuations de l'ordre de 60 mètres.

La figure 6a montre que la relation entre module et moment est plus complexe. En fait, les deux cas extrêmes ($l_{ec} \rightarrow 0$ et $l_{ec} \rightarrow \infty$) peuvent être comparés : dans les deux situations, le déplacement est quasiment uniforme sous une buse, soit parce que la variation de module, très rapide est filtrée, soit parce que, très lente, elle ne provoque pas de flexion (le moment fléchissant est proportionnel à la dérivée seconde de $w(x)$). Dans ces deux situations extrêmes, le coefficient de corrélation tend donc vers zéro. La situation la plus complexe est la situation intermédiaire, quand les fluctuations locales des propriétés du sol ne sont qu'incomplètement filtrées par les conduites et provoquent des déplacements $w(x)$ variables et des moments fléchissants $M(x)$ significatifs. Pour une rigidité relative donnée (ici celle de la configuration de référence), il existe donc une valeur optimale de l_{ec}/L_{buse} à laquelle correspond une corrélation maximale (en valeur absolue) : c'est quand le rapport l_{ec}/L_{buse} est compris entre 3 et 12 m (1 à 4 fois la longueur de la buse) que les moments fléchissants (positifs et négatifs) sont les plus élevés. Cette plage de valeurs dépend des rigidités relatives conduite/joint/sol, d'une façon qu'il conviendra d'analyser plus précisément.

8

Effet des joints de liaison

La contribution de la raideur du joint de liaison entre deux buses peut être perçue à la figure 7 où est présenté le coefficient de corrélation en fonction de la longueur $L_{fictive}$ (rappelons que ce paramètre augmente avec la souplesse du joint : $L_{fictive} = 0$ pour un joint infi-

niment rigide et $L_{fictive}$ tend vers l'infini pour une articulation). Un joint très rigide ($L_{fictive} < 1$ m) assure la transmission des efforts et des moments fléchissants entre buses, ce que ne fait pas un joint souple. Le joint, selon sa raideur, modifie donc la structure de corrélations entre l'entrée $k(x)$ et les sorties $w(x)$ et $M(x)$.

La variation des coefficients de corrélation, en dépit d'un bruit statistique important, est manifeste dans la plage de variation considérée. Par rapport à la configuration de référence (avec $L_{buse} = 3$ m, $l_{ec} = 3$ m, $L_{fictive} = 3$ m), les effets majeurs sont ceux d'une amélioration de la corrélation R_w avec les déplacements (Fig. 7a) et d'une diminution de corrélation R_M avec les moments (Fig. 7b) pour des joints plus souples.

En pratique, la réponse du tronçon dépend donc aussi de la raideur des joints : une conduite constituée d'éléments rigides peut avoir un comportement longitudinal d'ensemble flexible si les joints sont flexibles (Fig. 7b).

9

Analyse statistique

Après cette étude analytique de la sensibilité aux différents paramètres d'influence, nous souhaitons traduire les résultats des simulations en termes de risques pour les conduites. Le dimensionnement des ouvrages de génie civil, dans le cadre des codes aux états limites, repose sur le concept fondamental de probabilité acceptée de défaillance. Le tronçon de réseau placé dans un sol hétérogène subit des déformations, déplacements et contraintes auxquelles on peut faire correspondre des variables de calcul et des états limites (ultimes ou structurels, de service ou fonctionnels), que l'on souhaite voir satisfaits avec une fiabilité suffisante.

Répéter les simulations numériques pour une configuration figée permet, en évaluant les déplacements et moments fléchissants extrêmes pour chaque simulation, de construire les lois de distributions statistiques (ou les lois de répartition) des sollicitations subies par le tronçon. On peut donc en déduire, dans un second temps, les valeurs correspondant à certains fractiles.

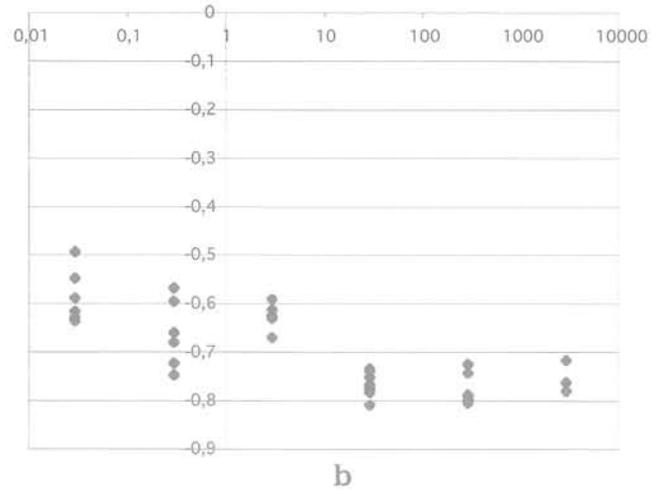
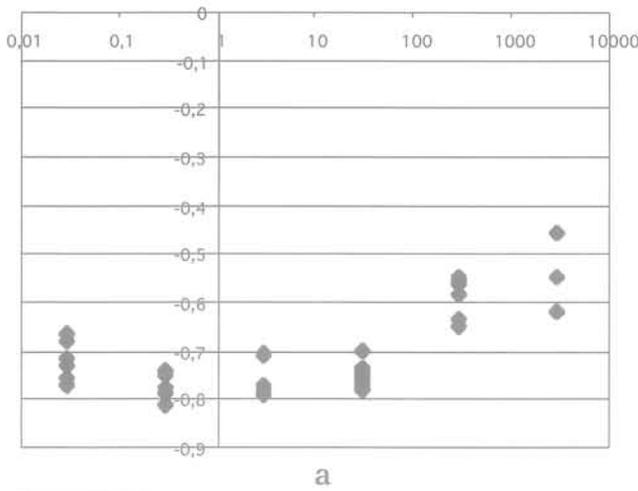


FIG. 7 Coefficients de corrélation en fonction de la longueur fictive l_{ec} : a) $R_M - l_{fictive}$ (en m); b) $R_w - l_{fictive}$ (en m).
Coefficients of correlation function of the fictive length $L_{fictive}$: a) $R_M - L_{fictive}$ (in m); b) $R_w - L_{fictive}$ (in m).

On appellera par exemple M95 la valeur du moment fléchissant qui (en valeur absolue), n'est atteint ou dépassé (à une abscisse quelconque) que dans 5 tronçons sur 100 (soit un risque de 5 %).

La méthode de Monte-Carlo est utilisée pour analyser la réponse statistique d'un tronçon de conduites. La taille de l'échantillonnage est de 1 000 réalisations, taille satisfaisante pour un calcul linéaire. Pour chaque réalisation les réponses suivantes sont répertoriées :

- le moment fléchissant maximal M_{max} appliqué le long de la conduite ;
- la contre-pente maximale CP_{max} (en %) définie par :

$$CP_{max} = \left| \frac{w_d - w_g}{L_{buse}} \right| \quad i=1, \text{ nombre de buses} \quad (17)$$

w_d et w_g correspondent aux flèches respectivement des extrémités droite et gauche d'une buse.

Ces deux réponses caractéristiques revêtent une importance particulière. La première permet de prendre en compte l'aspect mécanique du problème, puisqu'elle définit les contraintes maximales de flexion dans la conduite. L'aspect hydraulique est quant à lui repris par la seconde car les conduites d'assainissement ayant un écoulement gravitaire, une contre-pente importante constitue un obstacle à l'écoulement naturel et provoque des dysfonctionnements hydrauliques (ralentissement des effluents, ensablement, bouchage...).

Les figures 8 et 9 montrent les fonctions de répartition F obtenues pour trois valeurs de la longueur de corrélation ($l_{ec}/L_{buse} = 0,4, 1$ et 5). Attachons-nous d'abord aux ordres de grandeur : pour la configuration de référence, un moment fléchissant de 100 kN.m correspond à une contrainte de traction sur la fibre la plus tendue de l'ordre de 0,5 MPa, susceptible de fissurer la conduite : ce moment fléchissant n'est pas pris en compte dans le dimensionnement habituel du réseau, puisque la variation longitudinale n'est pas considérée dans les calculs. Ajoutons que ces valeurs peuvent être beaucoup plus élevées pour un sol moins raide (la valeur du module de réaction de la configuration de référence est une valeur moyenne). En outre, la dispersion des réponses est importante et les risques d'atteindre des valeurs sensiblement plus élevées que la moyenne non négligeable.

L'effet de la longueur de fluctuation est particulier : c'est pour $l_{ec}/L_{buse} = 1$ que les moments fléchissants sont les plus élevés (ce qui confirme les résultats de la figure 6b). Considérer la structure de corrélation spatiale apparaît donc essentiel, puisque c'est pour des valeurs intermédiaires de la longueur de fluctuation (de l'ordre de la longueur de la buse) que les contraintes générées sont les plus défavorables.

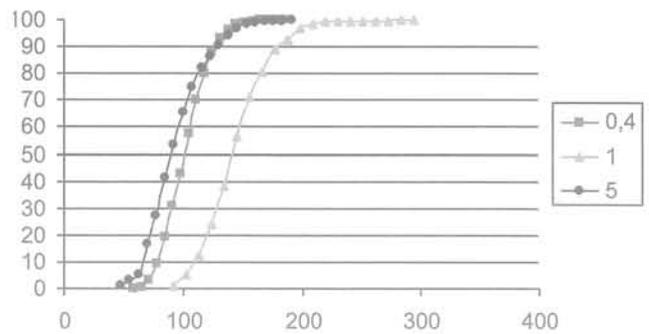


FIG. 8 Fonction de répartition du Moment maximal M_{max} (en kN.m) pour 3 valeurs de l_{ec}/L_{buse} (0,4, 1 et 5).
Cumulative distribution function of the maximal bending Moment M_{max} (in kN.m) for 3 values of l_{ec}/L_{buse} (0.4, 1 and 5).

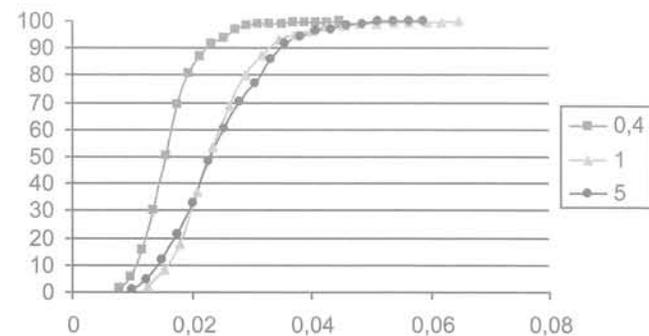


FIG. 9 Fonction de répartition de la contre-pente maximale CP_{max} pour 3 valeurs de l_{ec}/L_{buse} (0,4, 1 et 5).
Cumulative distribution function of the maximal Counterslope CP_{max} for 3 values of l_{ec}/L_{buse} (0.4, 1 and 5).

Des constatations similaires peuvent être faites en ce qui concerne la contre-pente (Fig 9), à la différence près que les valeurs $l_{ec}/L_{buse} = 1$ et $l_{ec}/L_{buse} = 5$ fournissent des résultats aussi défavorables (ce n'est qu'avec des rapports plus faibles, ici 0,4, que les contre-pentes sont atténuées, la variabilité longitudinale étant filtrée). Nous confirmons que la longueur de corrélation la plus défavorable n'est pas la même selon le paramètre étudié, comme cela a été montré dans le cas des tassements d'ouvrages (Breysse, 2001).

On peut analyser les risques de façon plus synthétique à partir des fractiles caractéristiques (au sens de « valeur caractéristique des actions » dans les textes Eurocodes), on définit ainsi :

M95 tel que $p(M_{max} < M95) = 0,95$

et CP95 tel que $p(CP_{max} < CP95) = 0,95$

où $M_{max} = \sup_x (M(x))$ et $CP_{max} = \sup_x (CP(x))$.

La figure 10 synthétise l'influence combinée des paramètres k (module de réaction) et l_{ec}/L_{buse} sur la valeur caractéristique M95 (valeur qui est statistiquement dépassée pour 5 % des tronçons). La figure 10a présente les résultats en trois dimensions, les figures 10b et 10c illustrant les traces de la même surface dans les plans verticaux : influence de k pour la figure 10b, influence de l_{ec}/L_{buse} pour la figure 10c. La figure 11 est construite selon le même principe pour la contre-pente CP95.

L'influence du module de réaction est la plus simple, les valeurs de M95 et CP95 étant approximativement inversement proportionnelles à k , quelle que soit la valeur de l_{ec}/L_{buse} . À l'inverse, pour toute valeur de k , les surfaces (Fig. 10a et 11) présentent des maxima pour une plage de valeur particulière du rapport l_{ec}/L_{buse} , illustrant le caractère fortement non linéaire de l'interaction entre les données k - l_{ec} et les sorties M95 et CP95. Les valeurs les plus défavorables (moments maximaux ou contre-pentes maximales) sont atteintes pour des longueurs de fluctuation l_{ec} de l'ordre de 1 à 2 fois la longueur de buse L_{buse} pour M95 et de l'ordre de 2 à 3 fois cette longueur pour CP95.

L'effet de la variabilité du module de réaction peut aussi être appréhendé. Les figures 12a et 12b présentent les résultats obtenus pour M95 et CP95 quand on fait varier les valeurs moyennes de k (entre 10 et 100 MN/m³) et leur coefficient de variation (entre 0, cas homogène, et 80 %). Les moments et contre-pentes croissent de façon proportionnelle à la dispersion du paramètre k . Ces figures confirment qu'il est préférable, en termes de comportement mécanique longitudinal, d'avoir affaire à un sol ordinaire mais homogène (par exemple $k = 30$ MN/m³, c.v. = 15 %) qu'à un sol plus compact en moyenne mais avec un coefficient de variation élevé (par exemple $k = 80$ MN/m³, c.v. = 60 %).

10

Conclusion

Un modèle simple permettant de modéliser l'interaction sol-conduite en tenant compte de la variabilité longitudinale du sol a été développé. Il est appliqué à l'analyse du comportement d'un tronçon de conduite d'assainissement. Le sol et la conduite sont discrétisés à des échelles qui permettent de représenter finement la variation spatiale des rigidités.

Une analyse probabiliste (méthode de Monte-Carlo) permet, via une étude paramétrique, de recenser et d'étudier les principaux facteurs gouvernant le com-

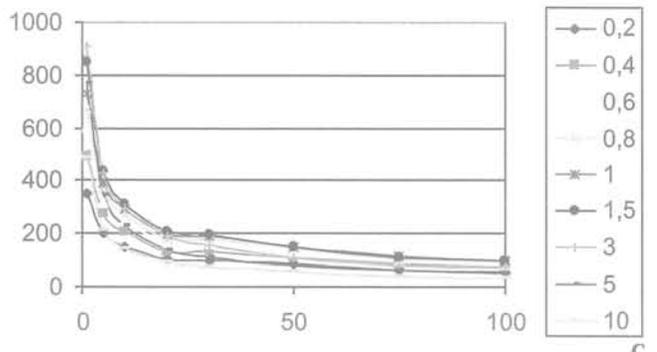
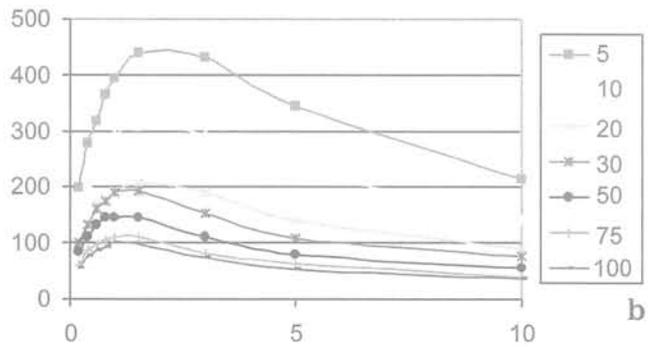
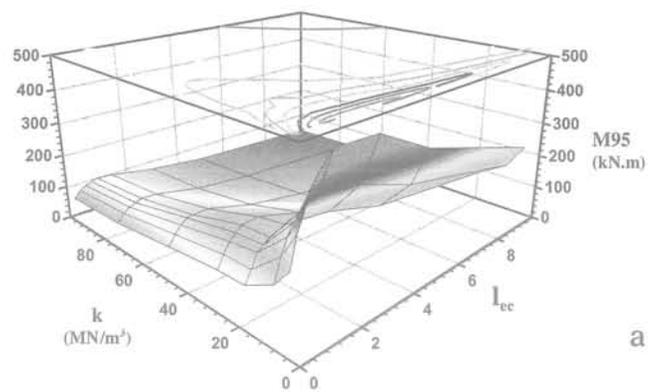


FIG. 10. a) M95 en fonction de k et l_{ec} ; b) M95 en fonction de l_{ec}/L_{buse} (k variant de 1 à 120 MN/m³); c) M95 en fonction de k (l_{ec}/L_{buse} variant de 0,2 à 10).

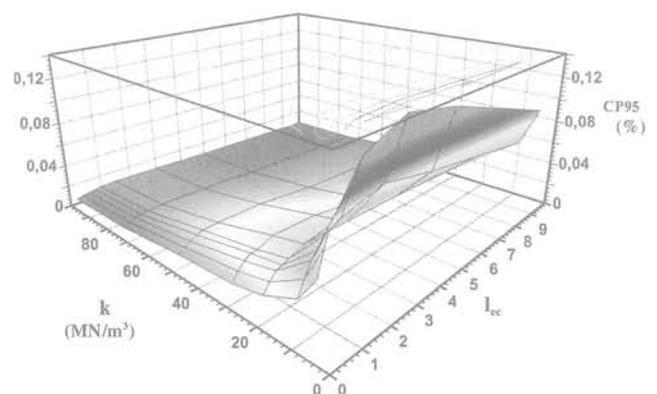


FIG. 11. CP95 en fonction de k et l_{ec} .
CP95 function of k and l_{ec} .

portement longitudinal d'un tronçon de canalisations. On montre que les variables dominantes sont :

– la longueur spatiale de corrélation du sol ;

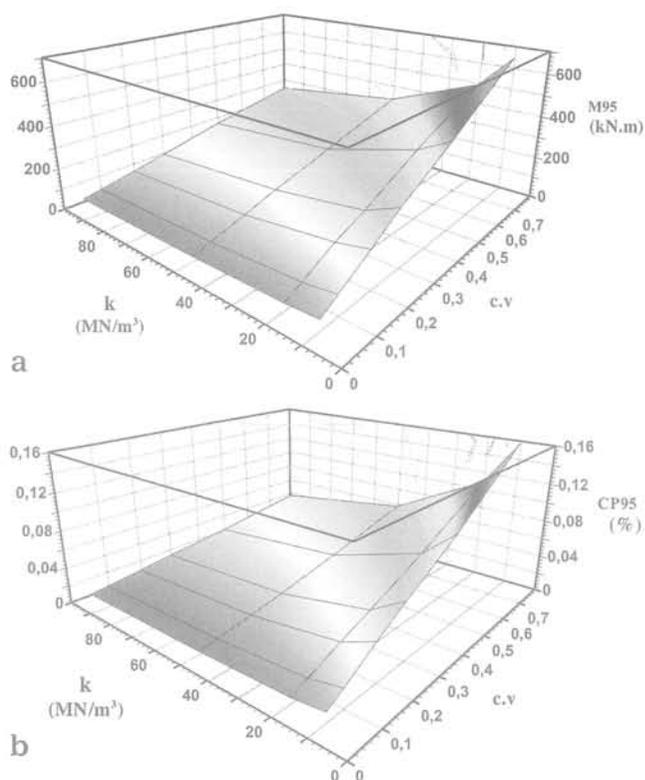


FIG. 12. a): M95 en fonction de k et de c.v.
M95 function of k and c.v.
b): CP95 en fonction de k et de c.v.
CP95 function of k and c.v.

- le type de joint utilisé qui se manifeste par sa rigidité relativement à celle de la conduite ;
- le type de matériau ainsi que les dimensions de la conduite.

La complexité de l'interaction sol-conduite a été analysée au travers des rapports entre les rigidités respectives qui conditionnent le comportement du système (rigidité du sol, des buses et des joints). On a montré que les effets les plus défavorables sont obtenus pour des valeurs particulières de la longueur de fluctuation des propriétés de sol, qui sont approximativement de l'ordre de grandeur de la dimension des éléments de conduite. Des échelles de fluctuation plus faibles ou plus fortes produisent des effets atténués, tendant vers l'homogénéité du système dans des cas extrêmes.

Le recours à des simulations de Monte-Carlo permet de quantifier les risques de dépasser certaines valeurs caractéristiques de déplacement ou de contrainte. Outre l'intérêt qu'il constitue pour mieux appréhender les phénomènes complexes d'interaction, un tel outil numérique constitue donc une base essentielle pour une prise en compte rationnelle des conséquences de la variabilité longitudinale pour le dimensionnement des réseaux enterrés. Les perspectives de développement à court terme concernent l'addition de la dimension temporelle des mécanismes de dégradation du sol, par exemple, l'intégration dans les simulations de l'altération progressive des modules de réaction du fait de l'érosion progressive du remblai (érosion interne sous l'effet des exfiltrations dans les joints ou les fissures). Un tel outil permettra, en outre, d'établir des lois réalistes d'évolution des défauts autour des conduites, qui pourront nourrir les réflexions menées actuellement dans le cadre de projets nationaux (RERAU ; Le Gauffre, 2002).

Bibliographie

- Baecher G.B., Ingra T.S. – « Stochastic FEM in settlement predictions ». *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 107 (4), 1981, p. 449-463.
- Benmansour A., Abdallah A., Masrouri F., Auvinet G. – « Analyse fiabiliste du comportement axial des conduites d'assainissement ». *Revue canadienne de géotechnique*, n° 34, 1997, p. 329-343.
- Bensafi M., Nedjar D., Elachachi S.M., Hamane M., Breyse D. – « Analysis of buried pipes subjected to a dynamic solicitation with no deterministic approach ». *European Conference on dynamics, EURO-DYN'2002*, Munich, 2-5 September 2002, Balkema.
- Biot A.M. – « Bending of an infinite beam on an elastic foundation ». *J. Applied Mechanics*, ASME, vol. 4., 1937, A1-A7.
- Breyse D., Boissier D. – « L'évaluation et la maintenance des réseaux d'assainissement ». *Application des notions de fiabilité à la gestion des ouvrages existants*, ss la dir. de C. Crémone, AFGC, Presses des ponts et chaussées, 2002, p. 139-170.
- Breyse D. – « Les enjeux de la modélisation des terrains et des structures pour décrire au mieux l'interaction sol-ouvrage ». 1^{er} conf. Intern. A. Caquot, Presses des ponts et chaussées, Paris, 2001.
- Breyse D., Elachachi S.M., Boukhoula H. – « Modélisation des désordres dans les réseaux enterrés consécutifs à l'hétérogénéité des sols ». *JNGG*, Nancy, 8-10 octobre 2002.
- Bucher C.G., Shinozuka M. – « Structural response variability II ». *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 114, 12, 1988, p. 2035-2054.
- Carmeliet J., Hans H. – « Probabilistic non local damage model for continua with random field property ». *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 120, 10, 1994, p. 2013-2027.
- Cheng R.H., Wen Y.K. – Reliability of uncertain nonlinear trusses under random excitation. *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 120, 4, 1994, p. 748-757.
- Der Kiureghian A., Ke J.B. – « The stochastic finite element method in structural reliability ». *Probabilistic Engineering Mechanics*, 3 (2), 1988, p. 83-91.
- Fenton G.A., Van Marcke E.H. « Simulation of random fields via local average subdivision ». *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, vol. 116, n° 8, 1990.
- Fenton G.A., Paice G.M., Griffiths D.V. – *Proceedings of Uncertainty'96*. ASCE conference, Madison, Wisconsin, 1996.
- Filonenko-Borodich M.M. – « Some approximate theories of elastic foundation ». *Uchenye Zapiski Moskovskogo Gosudarstvennogo Universiteta (in Russian) Mekhanika* 1940, 46, p. 3-18.
- Grundmann H., Waubke H. – « An approach to stochastic nonlinear soil structure interaction under dynamic loading ». *Proceed. Icosar'93*, vol. 1, G.I. Schueller, M. Shinozuka and J.T.P. Yao (eds), Balkema, 1993, p. 341-348.
- Hetenyi M.A. – « General solution for the bending of beams on an elastic foundation of arbitrary continuity ». *Journal of Applied Physics*, n° 21, 1950, p. 55-58.
- Horvath J.S. – « Modulus of subgrade reaction: new perspective ». *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 109, 12, 1983.
- Horvath J.S. – « Beam-column-analogy model for soil-structure interaction analysis ». *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 119, 2, 1993, p. 358-364.
- Jaksa M.B. – « The influence of spatial variability on the geotechnical design properties of a stiff, overconsolidated clay ». PHD thesis, University of Adelaide, Australia, 1995.

- Kerr A.D. – « Elastic and viscoelastic foundation models ». *Journal of Applied Mechanics*, ASME, 31, 4, 1964, p. 491-498.
- Kerr A.D. – « A study of a new foundation model ». *Acta Mech.*, 1/2, 1965, p. 135-147.
- Kouraoaka S. – « Pipe soil interactions analysis of field tests of buried PVC pipe ». *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 119, 5, 1993, p. 938-954.
- Le Gauffre P., Joannis C., Gibello C., Breysse D. – « Performance indicators and decision support for rehabilitation of sewer networks ». Contribution of the French R&D RERAU program, SOM 2002, Bradford, GB, 26-28 nov. 2002.
- Liu W.K., Mani A., Belytschko T. – « Finite element methods in probabilistic mechanics ». *Probabilistic Engineering Mechanics*, 2 (4), 1987, p. 201-213.
- MELT – Fascicule 70, *Ouvrages d'assainissement*. Textes officiels, circulaire n° 92-42 du 1 juillet 1992.
- Nedjar D., Bensafi M., S.M. Elachachi, Hamane M., Breysse D. – « Buried pipe response under seismic solicitation with soil-pipe interaction ». *NUMGE Conference*, Presses des ponts et chaussées, 2002, p. 1047-1053.
- Okeagu B., Abdel-sayed G. – « Coefficient of soil reaction of buried flexible conduits ». *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 110, 7, 1984.
- Pasternak P.L. – « On a new method of analysis of an elastic foundation by means of two foundation constants » (in Russian). *Gosudarstvennoe Izdatelstvo Literatury po Stroitelstvu Arkhitekture*, Moscow, USSR, 1954.
- Selvadurai A.P.S. – « Soil-pipeline interaction during ground movement ». *Arctic 1985. Civil Engineering in the Arctic Offshore*, F.L. Bennett & J.L. Machemehl (eds), ASCE Speciality Conference, San Francisco, 1985, p. 763-773.
- Ting B.Y., Mockry E.F. – « Beam on elastic foundation finite element ». *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 110 (10), 1984, p. 2324-2339.
- VanMarcke E. – *Random fields : analysis and synthesis*. MIT Press, Cambridge, Massachusetts London, England, 1983.
- VanMarcke E., Grigoriu M. – « Stochastic finite element analysis of simple beams ». *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 109, 5, 1983.
- Vlassov V.L., Leontiev N.H. – « Beams plates and shells on elastic foundations ». *Fizmatgiz*, Moscow, 1956.
- Vesic A.S. – « Beams on elastic subgrade and the Winkler hypothesis ». *Proceed. 5th Int. Conf. Soil Mech. and Foundations Eng.*, Paris, vol. 1, 1963, p. 845-850.
- Winkler E. – *Die Lehre von der Elasticitaet und Festigkeit*. Prag, Dominicus, 1867.
- Zhang J., Ellingwood B. – « Effects of uncertain material properties on structural stability ». *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 121 (4), 1995, p. 705-716.

Analyse retard des mesures d'auscultation de barrages

S. BONELLI

*Cemagref
Unité de recherche
Ouvrages hydrauliques
et équipements
pour l'irrigation
BP 31
13612 Aix-en-Provence
Cedex 1
stephane.bonelli@
cemagref.fr*

*Laboratoire de Mécanique
et d'acoustique,
UPR CNRS 7051
31, chemin Joseph-Aiguier
13402 Marseille*

Résumé

L'auscultation des barrages fournit des séries chronologiques de mesures qui doivent être analysées. Pour comprendre le comportement hydraulique de l'ouvrage, il est essentiel de représenter les effets différés dus à la diffusion en milieu poreux. Un modèle permettant une analyse retard des mesures de pression interstitielle est présenté. Il est basé sur une représentation approchée de la réponse impulsionnelle de l'ouvrage permettant de reconstituer les variations mesurées qui sont provoquées par le niveau de la retenue et par la pluie. Après une analyse théorique, le modèle est comparé à des solutions exactes d'un problème de diffusion linéaire, puis appliqué à l'analyse de quelques mesures d'auscultation de trois barrages.

Mots-clés : milieu poreux, pression interstitielle, effet différé, réponse impulsionnelle, barrage, auscultation, série chronologique, ARMA.

Delayed response analysis of dam monitoring data

Abstract

Long series of monitoring data are obtained during the routine operation of a dam. To understand the long term behaviour of a dam, it is essential to carefully interpret the dissipative effects which tend to occur due to seepage, in order to be able to distinguish between the effects of factors such as drift, irreversible events and the ageing of the dam and the effects of other factors not involving ageing processes. A model for performing delay analysis on pore pressure measurements is presented. The method involves the use of an approximate impulse response accounting for the contribution of non-ageing factors, *i.e.*, the reservoir level and rainfall events, to the pore-pressure variations. Following theoretical analysis, the model is compared with closed-form solution of a diffusion problem, and finally applied to three dams studies.

Key words : porous media, pore pressure, delayed effect, impulse response, dam, monitoring, time series, ARMA.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 31 décembre 2004.

Introduction

Les méthodes statistiques de type Hydrostatique-Saison-Temps (également appelées *Hydrostatic-Season-Time* ou HST) ont été proposées dans les années 60 pour analyser les mesures de déplacements issues de pendules de barrages voûtes (Ferry et Willm, 1958; Willm et Beaujoint, 1967; Lugiez *et al.*, 1970). Ces méthodes sont actuellement utilisées dans plusieurs pays, pour analyser d'autres types de mesures (Guedes et Coelho, 1985; Silva Gomes et Silva Matos, 1985; Crépon et Lino, 1999; Carrère *et al.*, 2000). L'expérience acquise depuis quelques décennies sur plusieurs centaines de barrages a confirmé l'excellence de l'approche comme un outil puissant d'interprétation des mesures d'auscultation. La littérature ne fait toutefois pas état d'une méthode opérationnelle tenant compte des effets différés, qui permettrait d'analyser les mesures hydrauliques, influencées par le niveau de la retenue et par la pluie.

Les effets différés sont dus à un comportement dissipatif: l'écoulement en milieu poreux. La nécessité de considérer ces effets est bien connue (Lugiez *et al.*, 1970). La prise en compte de la réponse impulsionnelle d'un milieu poreux semi-infini a permis quelques analyses retard de l'influence de la retenue sur des cellules de pression interstitielle dans un noyau de barrage (Poupart, 1994), mais l'analyse et son interprétation restent délicates. Cet article propose un modèle retard destiné à reconstituer les pressions interstitielle mesurées dans les barrages ou ses abords, et influencées par la retenue ou par la pluie. Ce modèle est basé sur la réponse impulsionnelle de l'ouvrage (également appelée *Impulse-Response-Function* ou IRF).

La première partie analyse les lacunes de l'approche classique. Elle démontre la nécessité de prendre en compte les effets différés lors de l'analyse des mesures de pression interstitielle. La deuxième partie est consacrée à la représentation externe d'un problème parabolique linéaire: représentation exacte à partir de la fonction de Green et représentation approchée à partir d'un modèle retard exponentiel (*exponential-IRF*). Une solution exacte originale bidimensionnelle, présentée dans la troisième partie, permet de valider l'approche et de donner une signification mécanique aux paramètres du modèle. L'application à l'analyse de quelques mesures d'auscultation de trois barrages est présentée dans la dernière partie.

Nécessité d'une analyse retard

Lacunes du modèle *Hydrostatic-Season-Time*

Le modèle HST est basé sur trois effets. Le premier est l'effet hydrostatique, qui rend compte des variations H de la mesure provoquées par la retenue. Il est représenté par un polynôme – souvent d'ordre quatre – du niveau de la retenue à l'instant t :

$$H(t) = b_1 z(t) + b_2 z^2(t) + b_3 z^3(t) + b_4 z^4(t), \quad (1)$$

$$z(t) = \frac{Z(t) - Z_{\min}}{Z_{\max} - Z_{\min}}$$

où Z_{\min} est un niveau minimal (cote du tapis drainant par exemple) et Z_{\max} un niveau maximum (côte de la crête, ou cote d'exploitation normale par exemple). Le deuxième effet est la date dans l'année, qui rend compte des variations saisonnières S de la mesure, de périodes douze mois et six mois. Il est représenté par les deux premiers termes d'un développement en série de Fourier:

$$S(t) = A_1 \sin(\omega_a(t + d_1)) + A_2 \sin(2\omega_a(t + d_2)), \quad \omega_a = \frac{2\pi}{\Delta T_a} \quad (2)$$

où ω_a est la pulsation annuelle (ΔT_a correspond à un an). Le troisième effet rend compte de l'influence du temps, dont le vieillissement. Son expression est variable, et dépend du phénomène étudié. Cet effet est souvent dénommé « effet irréversible ».

Cette approche est classique en analyse de données. Elle est utilisée dans de nombreux autres domaines (Young, 1998). L'un des plus anciens exemples connus est l'ajustement sinusoïdal de Forbes (1846) pour reproduire les variations cycliques de la température du sol. Pour les barrages, l'approche est robuste et conduit dans la plupart des cas à des résultats convenables. Elle comporte toutefois deux lacunes: 1) ses paramètres ont peu de sens mécanique; 2) elle ne tient pas compte de la structure particulière des séries chronologiques analysées.

L'expression polynomiale de l'influence de la retenue est historique. Elle est issue de la résistance des matériaux pour analyser des déplacements: l'influence de la pression hydrostatique sur les déplacements amont/aval d'un barrage voûte. Cette variable explicative est souvent utilisée *par défaut* pour l'analyse des mesures hydrauliques, mais une relation polynomiale de degré quatre (ou plus) entre un niveau piézométrique et le niveau de la retenue au même instant n'est pas mécaniquement justifiée.

Les effets saisonniers sont bien connus sur les barrages voûtes. Ils correspondent à l'influence des écarts de température entre les saisons froides et les saisons chaudes sur les déplacements mesurés. Pour les mesures hydrauliques, cet effet est également constaté, notamment sur les barrages en terre destinés à l'alimentation en eau ou à l'irrigation. Lorsque l'exploitation de la retenue est saisonnière, la composante hydrostatique et la composante saisonnière sont fortement corrélées. Dans ce cas, l'analyse statistique et son interprétation deviennent délicates.

La prise en compte de la pluie est nécessaire pour analyser les mesures hydrauliques. Elle concerne tous les barrages: les abords sont toujours auscultés par des piézomètres. Une méthode simple est de prendre la pluie cumulée sur les dix derniers jours (Crépon et Lino, 1999). La prise en compte de cumuls sur plusieurs périodes antérieures peut conduire à de bons résultats (Bonelli *et al.*, 1998), mais l'approche demeure purement statistique.

Exemples de mesure avec effet retard

La figure 1 illustre un exemple de mesure piézométrique sur la plate-forme en aval d'un barrage. *A priori*, les variations des premières années sont proportionnelles au niveau de la retenue (Fig. 1a), ce qui devrait se traduire par une relation linéaire entre variation piézométrique et variation de la retenue. Il n'en est rien (Fig 1b), et un polynôme du type (1), même d'ordre

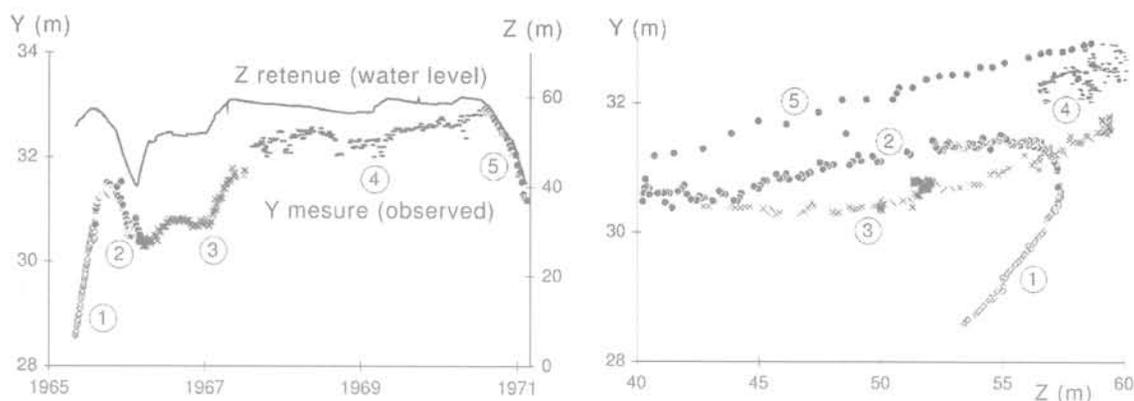


FIG. 1. Exemple de mesure piézométrique, niveaux piézométriques en fonction du temps et du niveau de la retenue, hystérésis d'un cycle de hausse/diminution de la retenue.
 Example of piezometer data, piezometric head vs. time, piezometric head vs. water level, hysteresis of a cyclic rise/drop in the water level.

élevé, n'en rendrait pas compte. De plus, si la périodicité des mesures est indépendante des variations de la retenue (ce qui est souvent le cas en pratique), ces variations pourront être statistiquement et accidentellement bien expliquées par le modèle instantané polynomial (1), sans aucun fondement mécanique. En effet, lorsque les diminutions sont lentes du fait de l'exploitation, les mesures sont nombreuses. Lorsque les hausses sont rapides du fait de précipitations importantes, les mesures sont rares. L'ajustement sera alors réalisé sur les mesures les plus nombreuses, et le résultat ne sera pas interprétable.

La figure 1 montre qu'un cycle de hausse/diminution du niveau de la retenue est dissipatif (hystérésis) : le trajet n'est pas le même pour une hausse (phase 3) et pour une diminution (phase 5). Certaines mesures peuvent indiquer une augmentation de pression interstitielle pendant que le niveau du réservoir décroît, et inversement. Ce phénomène bien connu est dû à la capacité d'emmagasinement : variation de porosité ou présence d'air. Il est constaté sur ouvrage (Kjaernsli *et al.*, 1982 ; Myrvoll *et al.*, 1985) et a été reproduit en laboratoire (Windish et Høeg, 2000). Cet exemple illustre ce qu'est l'effet retard et le fait que le modèle (1) ne peut en rendre compte. Il sera repris ultérieurement.

2.3

Nécessité d'une description externe

Les analyses des mesures d'auscultation traitent un grand nombre de données et constituent un élément de décision pour évaluer la sécurité de l'ouvrage. Il est fondamental qu'elles soient faites périodiquement, dans un délai court. Afin de quantifier les évolutions à conditions constantes (dont le vieillissement), il faut au préalable être capable de rendre compte des évolutions indépendantes du temps, uniquement dues aux sollicitations extérieures (variations de la retenue et précipitations). La description interne par variables d'état conduit à des modèles à grand nombre d'inconnues, souvent basés sur la méthode des volumes finis ou des éléments finis. Cette approche est réservée aux grands

ouvrages. Pour les abords (rives, appuis, plate-forme aval) également auscultés, de telles modélisations sont mal adaptées : il est difficile – voire impossible – d'accéder aux caractéristiques géométriques et matérielles.

Une description externe basée sur les réponses impulsionnelles ne nécessite aucune connaissance préalable de la géométrie du barrage ni des propriétés des matériaux. Les ouvrages spécialisés en traitement du signal et en automatique contiennent les bases des méthodes et leurs résultats (Roitenberg, 1974 ; Faure et Robin, 1984 ; Santamaria et Fratta, 1998). Nous utiliserons une description basée sur la réponse impulsionnelle de l'ouvrage (*Impulse-Response-Function* ou IRF).

L'utilisation de réponses impulsionnelles dans un cadre linéaire doit permettre de vérifier quelques propriétés. Le modèle doit être stationnaire (invariant par translation de l'origine des temps). Le temps n'a qu'une dimension cinématique caractéristique des phénomènes dissipatifs (au sens de l'enchaînement des événements à une certaine vitesse), mais pas de dimension géologique (au sens où l'origine des temps, donc l'âge du système, n'intervient pas). La quantification des effets stationnaires est une question fondamentale de l'analyse des mesures d'auscultation (Fanelli *et al.*, 2000). Le terme « non stationnaire » nous semble plus pertinent que le terme « irréversible » pour qualifier les effets du temps : les phénomènes dissipatifs comme l'écoulement en milieu poreux peuvent correspondre à une évolution stationnaire et irréversible. Ce caractère dissipatif impose de considérer l'histoire des sollicitations pour expliquer les niveaux à un instant donné, et non la seule valeur de ces sollicitations au même instant. Par ailleurs, un phénomène essentiel doit être reproduit : l'accommodation. La réponse en régime permanent à un signal sinusoïdal (essai harmonique) doit être un signal sinusoïdal (accommodation) de même période, déphasé et d'amplitude différente. L'accommodation est exactement ce que vise à modéliser la variable saisonnière du modèle *Hydrostatic-Season-Time*. On peut s'attendre à ce qu'une variable explicative décrite par une réponse impulsionnelle constitue une avancée pour reproduire les variations saisonnières des mesures hydrauliques.

Représentation externe d'un problème parabolique

3.1

Représentation externe exacte

Par souci de simplicité, nous parlerons indifféremment de pression interstitielle, de charge hydraulique ou de niveau piézométrique. On considère le problème parabolique linéaire anisotrope suivant :

$$c \frac{\partial p}{\partial t}(r, t) - \nabla \cdot (\underline{K} \cdot \nabla p(r, t)) = 0 \text{ dans } \Omega, \quad (3a)$$

$$p(r, 0) = p_0(r) \text{ dans } \Omega, \quad (3b)$$

$$p(r, t) = p_1(t) \text{ sur } \Gamma_1, \quad -\underline{n} \cdot \underline{K} \cdot \nabla p(r, t) = q(t) \text{ sur } \Gamma_2, \quad (3c)$$

$$p(r, t) = 0 \text{ sur } \Gamma_3, \quad -\underline{n} \cdot \underline{K} \cdot \nabla p(r, t) = 0 \text{ sur } \Gamma_4 \quad (3d)$$

où $p(r, t)$ est la charge hydraulique, fonction des coordonnées spatiales r et du temps t , Ω est un milieu poreux de frontière $\Gamma = \Gamma_1 \cup \Gamma_2 \cup \Gamma_3 \cup \Gamma_4$, de capacité c et de conductivité hydraulique anisotrope \underline{K} , \underline{n} étant la normale unitaire extérieure à Γ . On suppose pour simplifier que la condition initiale (3b) vérifie les conditions aux limites (3c, d) à l'instant initial. Cette hypothèse ne nuit pas à la généralité des présents raisonnements : si tel n'était pas le cas, d'autres termes se rajouteraient à la description. Une représentation de la solution du problème (3) peut être déduite de résultats classiques (Roach, 1970 ; Beck *et al.*, 1992) :

$$p(r, t) = p_0(r) + h_0(r, t, p_0) * u(t) + h_1(r, t) * p_1(t) + h_2(r, t) * q(t) \text{ dans } \Omega \quad (4)$$

avec

$$h_0(r, t, p_0) = -\frac{1}{c} \int_0^t g(r, r', t) \nabla_{r'} \cdot (\underline{K} \cdot \nabla_{r'} p_0(r')) dr', \quad (5a)$$

$$h_1(r, t) = -\frac{1}{c} \int_0^t \underline{n}(r') \cdot \underline{K} \cdot \nabla_{r'} g(r, r', t) dr', \quad (5b)$$

$$h_2(r, t) = -\frac{1}{c} \int_0^t g(r, r', t) dr' \quad (5c)$$

où $g(r, r', t)$ est la fonction de Green associée au problème (3). L'opérateur «*» est le produit de convolution temporelle défini sur des grandeurs causales :

$$(h * a)(t) = \int_0^t h(t-t') a(t') dt' = \int_0^t h(t') a(t-t') dt' \quad (6)$$

et $u(t)$ est l'échelon de Heaviside ($u(t) = 0$ si $t < 0$, $= 1$ si $t > 0$). La représentation (4) est assimilable à une description externe où h_0 est la réponse impulsionnelle à la condition initiale dans Ω , h_1 est la réponse impulsionnelle à la sollicitation de Dirichlet p_1 sur Γ_1 et h_2 est la réponse impulsionnelle à la sollicitation de Neumann q sur Γ_2 .

3.2

Représentation externe par un modèle retard exponentiel

L'approximation la plus simple des réponses impulsionnelles (5) est donnée par l'exponentielle :

$$R(\alpha, \eta, t) = \frac{\alpha}{\eta} e^{-\frac{t}{\eta}} u(t) \quad (7)$$

La solution $p(r, t)$ sera alors approchée par :

$$P(r, t) = p_0(r) + \sum_{j=0}^2 R(\alpha_j(r), \eta_j(r), t) * a_j(t) \quad (8)$$

où $(a_0, a_1, a_2) = (u, p_1, q)$. L'intérêt de l'approximation (8) est que l'on a localisé la description. Toute l'information relative à la structure spatiale de la solution est portée par les champs $(\alpha_j(r), \eta_j(r))_{r \in \Omega}$. Si l'on connaît ces derniers, on peut reconstituer l'évolution temporelle du champ $(P(r, t))_{r \in \Omega}$. Pour reconstituer l'évolution temporelle de $P(r^*, t)$ en un seul point r^* fixé (celui de l'instrument), il suffit de connaître $(\alpha_j(r^*), \eta_j(r^*))$. La connaissance de $P(r, t)$ en d'autres points du domaine n'est pas nécessaire pour reconstituer $P(r^*, t)$, contrairement à une méthode locale de type volumes finis ou éléments finis. C'est cette propriété qui rend l'approche externe bien adaptée à un problème de nature inverse : il n'est pas nécessaire d'explicitement la géométrie d'un problème aux limites. En contrepartie, les paramètres sont susceptibles d'avoir un sens mécanique moins direct.

La réponse indicelle (réponse à un échelon de sollicitation) est donnée par :

$$R(\alpha, \eta, t) * u(t) = \alpha \left(1 - e^{-\frac{t}{\eta}} \right) \quad (9)$$

Le coefficient $\alpha_j(r)$ est égal à la valeur de $p(r, t)$ en régime permanent si la seule sollicitation non nulle a_j est un échelon. Le coefficient $\eta_j(r)$ est un temps caractéristique de diffusion. Son rôle est explicité par l'analyse harmonique :

$$R(\alpha, \eta, t) * \sin(\omega t) = g \sin(\omega t + \varphi),$$

$$g = \frac{\alpha}{\sqrt{1 + (\omega \eta)^2}}, \quad \tan \varphi = \omega \eta \quad (10)$$

qui fait apparaître le coefficient d'amortissement g et le déphasage φ pour une sollicitation harmonique de pulsation ω . Pour des sollicitations variant lentement ($\omega \eta \ll 1$), on obtient $g \approx \alpha$ et $\varphi \approx \omega \eta$. Le temps caractéristique η quantifie alors le retard entre la sollicitation et la réponse, et α caractérise l'amortissement.

La transitoire (5.a) due aux conditions initiales est approchée, avec le modèle (7), par :

$$p_0(r) + R_0(\alpha_0(r), \eta_0(r), t) * u(t) = p_0(r) e^{-\frac{t}{\eta_0(r)}} \quad (11)$$

Les variations imputables à la sollicitation $a(t)$ (de Dirichlet ou de Neumann) et approchées avec le modèle (7) sont :

$$R_j(\alpha_j(r), \eta_j(r), t) * a_j(t) = \alpha_j(r) A(a_j, \eta_j(r), 0, t) \quad (12)$$

où

$$A(a, \eta, t_0, t) = \frac{1}{\eta} \int_{t_0}^t a(t') e^{-\frac{t-t'}{\eta}} dt' \quad (13)$$

est solution de l'équation différentielle $\partial A / \partial t = (a - A) / \eta$.

3.3

Modèles d'analyse

L'instant initial $t = 0$ est assimilé à une date pertinente comprise entre la fin de construction et le début du premier remplissage. La grandeur mesurée est supposée influencée : 1) par l'état initial, avec un temps caractéristique η_0 ; 2) par le niveau de la retenue $\Delta Z(t) = Z(t) - Z_{\min}$, avec un coefficient d'influence α_z et un temps

caractéristique η_z ; 3) par la pluviométrie $Q(t)$, avec un coefficient d'influence α_Q et un temps caractéristique η_Q . Dans ce cas, en un point r fixé (et omis pour simplifier), la forme générale d'un modèle *exponential-IRF* est :

$$P(t) = p_0 e^{-\frac{t}{\eta}} + \alpha_z A(\Delta Z, \eta_z, 0, t) + \alpha_Q A(Q, \eta_Q, 0, t) + T(t) \quad (14)$$

La variable explicative $T(t)$ représente les autres effets non stationnaires, dont la formulation sort du cadre des présents développements. On en déduit deux modèles. Le premier est adapté à l'analyse des premières années de vie du barrage pour lequel on suppose que $T(t)$ est négligeable :

$$P(t) = p_0 e^{-\frac{t}{\eta}} + \alpha_z A(\Delta Z, \eta_z, 0, t) + \alpha_Q A(Q, \eta_Q, 0, t) \quad (15)$$

Il apparaît de manière naturelle un effet non stationnaire : la dissipation des pressions interstitielles de construction p_0 . Cet effet peut être qualifié d'irréversible. Le second modèle est adapté à l'analyse en exploitation du barrage, à partir d'une date t_0 suffisamment longtemps après sa première mise en eau ($t_0 \gg \eta_0$) :

$$P(t) = C + \alpha_z A(\Delta Z, \eta_z, 0, t) + \alpha_Q A(Q, \eta_Q, 0, t) + T(t) \quad (16)$$

où C est une constante égale à la valeur qui serait mesurée au début de la période d'analyse si les sollicitations avaient été nulles avant t_0 . Les cinq paramètres du modèle sont (C, α_z, α_Q (linéaires), η_z, η_Q (non linéaires)). Puisque :

$$A(a, \eta, 0, t) = e^{-\frac{t-t_0}{\eta}} A(a, \eta, 0, t_0) + A(a, \eta, t_0, t) \quad (17)$$

on en déduit que :

$$C = p_0 - \alpha_z \beta_z - \alpha_Q \beta_Q \quad (18)$$

avec

$$\beta_z = A(\Delta Z, \eta_z, 0, t_0), \quad \beta_Q = A(Q, \eta_Q, 0, t_0). \quad (19)$$

Pour une analyse en exploitation, il semble donc indispensable de connaître les sollicitations antérieures à t_0 puisque le produit de convolution intègre les variations depuis l'instant initial. Toutefois, à l'aide de (18) et (19), on peut réécrire (16) sous la forme :

$$P(t) = I(t) + \alpha_z A(\Delta Z, \eta_z, t_0, t) + \alpha_Q A(Q, \eta_Q, t_0, t) + T(t) \quad (20)$$

avec

$$I(t) = p_0 - \alpha_z \beta_z \left(1 - e^{-\frac{t-t_0}{\eta_z}}\right) - \alpha_Q \beta_Q \left(1 - e^{-\frac{t-t_0}{\eta_Q}}\right) \quad (21)$$

Cette fois les paramètres sont ($\beta_z, \beta_Q, \alpha_z, \alpha_Q$ (linéaires), η_z, η_Q (non linéaires)). Il est donc possible de s'affranchir de la connaissance des sollicitations antérieures à la période d'analyse en considérant l'influence de ce passé récent comme une inconnue à travers (β_z, β_Q). En contrepartie, le modèle a un paramètre supplémentaire, linéaire. Le choix de l'intervalle d'analyse et de l'intervalle de calcul du produit de convolution fait apparaître de manière naturelle l'effet non stationnaire $I(t)$. Cet effet peut être qualifié d'irréversible, mais il n'est en aucun cas assimilable à une dérive ou à un vieillissement.

Le raisonnement général peut être repris pour inclure d'autres effets. Par exemple, dans le cas d'un niveau aval variable $\Delta V(t) = V(t) - Z_{\min}$ qui est une sollicitation de Dirichlet supplémentaire sur une partie de la frontière, le modèle (16) devient :

$$P(t) = C + \alpha_z A(\Delta Z, \eta_z, 0, t) + \alpha_V A(\Delta V, \eta_V, 0, t) + \alpha_Q A(Q, \eta_Q, 0, t) + T(t) \quad (22)$$

Discretisation temporelle

Les modèles ARMA (*Auto Regressive Moving Average*) sont bien adaptés à l'étude des séries chronologiques. Ils sont utilisés dans de nombreux domaines (Young, 1998), mais encore peu appliqués aux problèmes du génie civil (Owen *et al.*, 2001). Un modèle ARMA (p, q) consiste à décrire la mesure comme fonction linéaire de p valeurs passées de la réponse (moyenne autorégressive) et de q valeurs passées de la sollicitation (moyenne mobile). Nous allons montrer que le modèle *exponential-IRF* peut conduire à un modèle ARMA. Le retard exponentiel (7) permet d'écrire la récurrence :

$$A(a, \eta, t_0, t + \Delta t) = e^{-\frac{\Delta t}{\eta}} A(a, \eta, t_0, t) + A(a, \eta, t, t + \Delta t) \quad (23)$$

En intégrant deux fois par partie (13), il vient :

$$A(a, \eta, t, t + \Delta t) = a(t + \Delta t) - \eta \frac{\partial a}{\partial t}(t + \Delta t) \quad (24)$$

$$- e^{-\frac{\Delta t}{\eta}} \left(a(t) - \eta \frac{\partial a}{\partial t}(t) \right) + \eta \int_t^{t+\Delta t} \frac{\partial^2 a}{\partial t^2}(t') e^{-\frac{t+\Delta t-t'}{\eta}} dt'$$

Pour une description de la sollicitation en échelons $a(t) = a^{n+1}$ si $t^n \leq t < t^n + \Delta t^n$, on obtient, en notant $A^n = A(a, \eta, t_0^n, t^n)$, un modèle ARMA (1,1) :

$$A^{n+1} = (1 - \theta_1) A^n + \theta_1 a^{n+1}, \quad \theta_1 = 1 - e^{-\frac{\Delta t^n}{\eta}} \quad (25)$$

Pour une description en rampes $a(t) = a^n + (t - t^n)$ ($a^{n+1} - a^n)/\Delta t^n$ si $t^n \leq t < t^n + \Delta t^n$, on obtient un modèle ARMA (1,2) :

$$A^{n+1} = (1 - \theta_1) A^n + \theta_1 \theta_2 a^{n+1} + \theta_1 (1 - \theta_2) a^n \quad (26a)$$

$$\theta_1 = 1 - e^{-\frac{\Delta t^n}{\eta}}, \quad \theta_2 = \frac{1}{1 - e^{-\frac{\Delta t^n}{\eta}}} - \frac{\eta}{\Delta t^n} \quad (26b)$$

On remarque que $0 < \theta_1 < 1$ et $1/2 < \theta_2 < 1$. Par ailleurs, $\theta_1 \rightarrow 1$ lorsque $\eta \rightarrow 0$: ce modèle intègre le cas particulier très important d'une réponse instantanée. On peut obtenir d'autres modèles ARMA(1,q) d'ordre q plus élevé en élevant le degré d'interpolation de la sollicitation. Toutefois, le nombre de paramètres d'ajustement reste constant, contrairement au cas d'une simple application d'un modèle ARMA(p, q) qui comporte $p + q$ paramètres. Dans les applications, la description de la pluviométrie sera en échelons (25), et la description de l'évolution du niveau de la retenue sera en rampes (26).

Identification du modèle

On peut obtenir une identification directe en explicitant (α, η) afin que les deux premiers moments temporels de h_j et de R_j soient égaux pour tout r . Cette identification est analytique et suppose que la fonction de Green soit connue. Le moment temporel d'ordre k d'un champ $a(r, t)$ est défini par :

$$M_k[a](r) = \int_0^\infty t^k a(r, t) dt = (-1)^k \lim_{s \rightarrow 0} \frac{\partial^k \hat{a}}{\partial s^k}(r, s) \quad (27)$$

où $\hat{a}(r, s)$ est la transformée de Laplace de $a(r, t)$. On obtient dans le cas présent :

$$\alpha_j(r) = M_0[h_j](r), \eta_j = \frac{M_1[h_j](r)}{M_0[h_j](r)} \quad (28)$$

Cette identification sera utilisée pour donner un sens mécanique aux paramètres.

Pour ajuster le modèle sur des mesures *in situ*, de nombreuses méthodes d'identification sont *a priori* possibles. Toutefois, le contrôle des sollicitations est impossible ; on ne peut pas accéder directement à la réponse impulsionnelle ou à la fonction de transfert. D'autre part, deux raisons conduisent à ne pas réaliser l'identification dans le domaine fréquentiel : 1) les mesures sont susceptibles de comporter des périodes d'interruption (cette situation est souvent rencontrée pour les mesures d'auscultation de barrages) ; 2) le modèle peut être appliqué sur de longues périodes de temps, comprenant des évolutions non périodiques et non stationnaires. Nous sommes donc conduits à réaliser l'identification dans le domaine temporel. Elle est numérique et consiste à calculer les inconnues $(\alpha(r), \eta(r))$ qui minimisent l'écart entre la mesure $Y(r,t)$ et $P(r,t)$ en un point r fixé, et sur un intervalle de temps bien choisi. Le choix de cet intervalle de temps peut être motivé par différentes raisons : élimination des transitoires dues à la condition initiale, analyse d'une période particulière de l'ouvrage, identification du modèle sur une période récente, afin de permettre une prévision des mesures (en général sur les deux ans à venir). Si l'écart est mesuré par une norme quadratique, cette méthode conduit à un problème d'identification par moindres carrés, non linéaire sur les paramètres $(\eta(r))$.

4

Analyse sur solution exacte

4.1

Problème bidimensionnel

Afin d'analyser la pertinence du modèle *exponential-IRF*, on considère le problème bidimensionnel suivant sur domaine rectangulaire $(0 \leq x \leq L_x, 0 \leq y \leq L_y)$ homogène anisotrope, pour lequel le repère $(0, x, y)$ coïncide avec les axes principaux d'anisotropie :

$$c \frac{\partial p}{\partial t}(x, y, t) - k_x \frac{\partial^2 p}{\partial x^2}(x, y, t) - k_y \frac{\partial^2 p}{\partial y^2}(x, y, t) = 0, \quad 0 < x < L_x, 0 < y < L_y \quad (29a)$$

$$p(x, y, 0) = 4p_{\max} \frac{x}{L_x} \left(1 - \frac{x}{L_x}\right) \quad (29b)$$

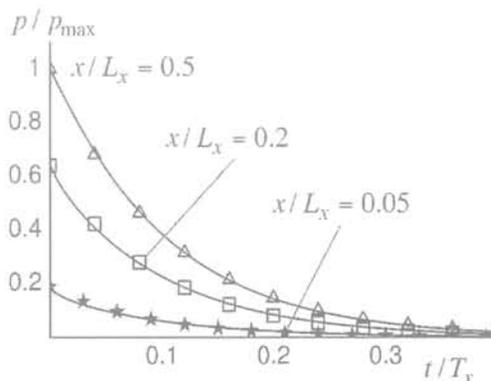


FIG. 2 Condition initiale, évolution temporelle et répartition spatiale (traits pleins : solution exacte, symboles : modèle retard).

Initial condition, temporal evolution and spatial profile (solid lines : exact solution, symbols : delayed response model).

$$p(0, y, t) = p_1(t), p(L_x, y, t) = 0, \quad -k_y \frac{\partial p}{\partial y}(x, L_y, t) = q(t), \frac{\partial p}{\partial y}(x, 0, t) = 0 \quad (29c)$$

où c est la capacité, (L_x, L_y) sont les dimensions du domaine étudié et (k_x, k_y) sont les conductivités suivant $(0, x)$ et $(0, y)$. Ce problème peut être assimilable, sur une géométrie simplifiée, à un barrage homogène en terre ou au noyau d'un barrage zoné, soumis aux variations de la retenue $p_1(t)$ sur sa face amont, au drainage sur sa face aval, à la pluie sur sa crête, et reposant sur une fondation imperméable. La condition initiale peut être assimilable à un champ de pression interstitielle résultant de la construction par couches.

Une représentation de la fonction de Green de ce problème peut être construite à partir de résultats fondamentaux classiques (Morse, 1953 ; Beck *et al.*, 1992 ; Melnikov, 2000) :

$$g(x, x', y, y', t) = \frac{1}{L_x L_y} g_x\left(\frac{x}{L_x}, \frac{x'}{L_x}, \frac{t}{T_x}\right) g_y\left(\frac{y}{L_y}, \frac{y'}{L_y}, \frac{t}{T_y}\right) u(t) \quad (30a)$$

$$g_x(r, r', \tau) = \frac{1}{2} \left(\theta_3\left(\frac{\pi(r-r')}{2}, e^{-\pi^2 \tau}\right) - \theta_3\left(\frac{\pi(r+r')}{2}, e^{-\pi^2 \tau}\right) \right) \quad (30b)$$

$$g_y(r, r', \tau) = \frac{1}{2} \left(\theta_3\left(\frac{\pi(r-r')}{2}, e^{-\pi^2 \tau}\right) + \theta_3\left(\frac{\pi(r+r')}{2}, e^{-\pi^2 \tau}\right) \right) \quad (30c)$$

où (T_x, T_y) sont des temps caractéristiques définis par

$$T_x = \frac{cL_x^2}{k_x}, T_y = \frac{cL_y^2}{k_y} \quad (31)$$

et où θ_3 est la fonction elliptique de troisième espèce

$$\theta_3\left(\frac{\pi\xi}{2}, e^{-\pi^2 \tau}\right) = \frac{1}{\sqrt{\pi\tau}} \sum_{k=-\infty}^{+\infty} \exp\left(-\frac{(\xi-2k)^2}{4\tau}\right) = 1 + 2 \sum_{k=1}^{+\infty} \cos(k\pi\xi) e^{-(k\pi)^2 \tau} \quad (32)$$

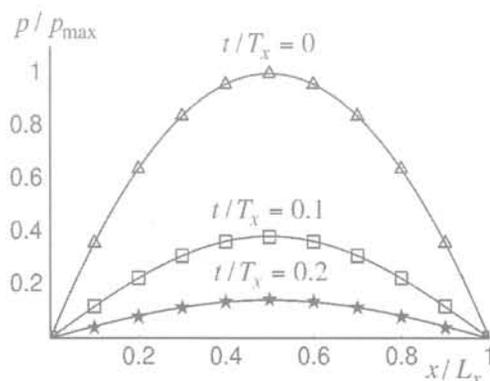
4.2

Transitoire initiale

À l'aide de (5a), (28) et (30), l'identification directe conduit aux résultats exacts suivants :

$$\alpha_0(x, y) = -p_0(x, y), \eta_0(x, y) = \frac{1}{12} \left(-\left(\frac{x}{L_x}\right)^2 + \frac{x}{L_x} + 1 \right) T_x \quad (33)$$

La transitoire exacte représentant la dissipation des pressions initiales est approchée avec une bonne précision par (11) et (33) (Fig. 2).



Sollicitation de Dirichlet

A l'aide de (5b), (28) et (30), l'identification directe conduit aux résultats exacts suivants :

$$\alpha_1(x, y) = 1 - \frac{x}{L_x}, \quad \eta_1(x, y) = \frac{x}{6L_x} \left(2 - \frac{x}{L_x} \right) T_x \quad (34)$$

La réponse indicielle, représentant l'augmentation de pression provoquée par un échelon de retenue, est approchée avec une précision convenable par (9) et (34) (Fig. 3). La figure 4 montre la réponse à une sollicita-

tion harmonique (10) pour $\omega T_x = 2\pi$. Trois aspects essentiels sont reproduits : 1) l'hystérésis d'un cycle de sollicitation (Fig. 4a) ; 2) pour une même valeur de la sollicitation, la réponse a une valeur différente suivant son évolution (Fig. 4b) ; 3) la réponse peut avoir une valeur supérieure à la sollicitation (Fig. 4b).

Le domaine de validité du modèle *exponential-IRF* (7) peut être estimé par les diagrammes logarithmiques (Fig. 5). Le gain et la phase sont correctement reproduits par les approximations (10) pour $\omega T_x \leq 10$ environ. La figure 5 met en évidence les limites du modèle : il ne peut pas rendre compte des harmoniques élevées des sollicitations.

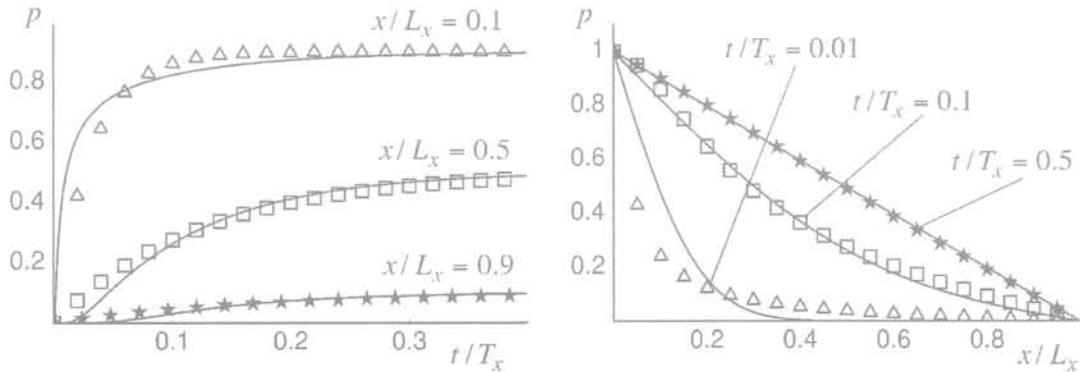


FIG. 3 Échelon de Dirichlet, évolution temporelle et répartition spatiale (traits pleins : solution exacte, symboles : modèles retard).
Dirichlet unit step, temporal evolution and spatial profile (solid lines : exact solution, symbols : delayed response model).

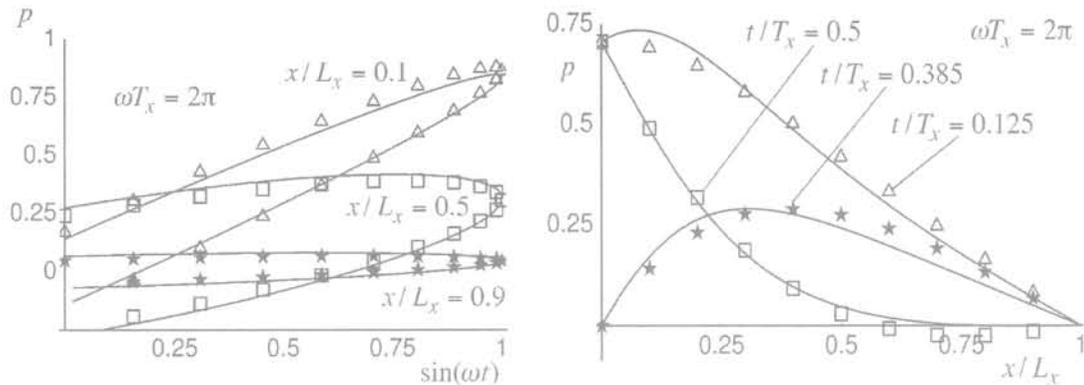


FIG. 4 Sollicitation harmonique, évolution temporelle et répartition spatiale (traits pleins : solution exacte, symboles : modèles retard).
Harmonic loading, temporal evolution and spatial profile (solid lines : exact solution, symbols : delayed response model).

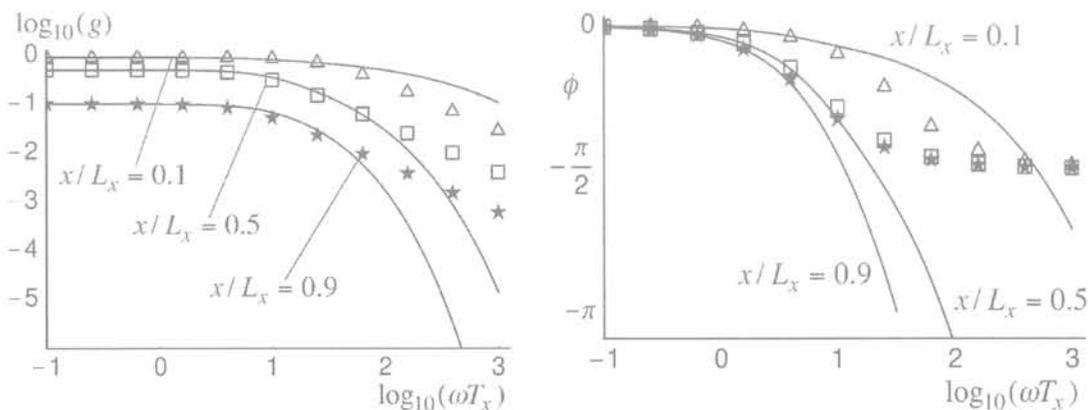


FIG. 5 Sollicitation harmonique, diagrammes logarithmiques (traits pleins : solution exacte, symboles : modèles retard).
Harmonic loading, logarithmic diagrams (solid lines : exact solution, symbols : delayed response model).

Sollicitation de Neumann

A l'aide de (5c), (28) et (30), l'identification directe conduit à des expressions complexes sous forme de séries infinies. On peut déduire les résultats approchés suivants pour $T_y \geq T_x$:

$$\alpha_2(x, y) \approx \frac{4 \sin\left(\pi \frac{x}{L_x}\right) \cosh\left(\pi a \frac{y}{L_y}\right)}{a \pi^2 \sinh(\pi a)} \frac{L_y}{k_y} \quad (35a)$$

$$\eta_2(x, y) \approx \frac{1}{2\pi^2 a} \left(1 + \pi a - \pi a \frac{y}{L_y} \tanh\left(\pi a \frac{y}{L_y}\right) \right) \sqrt{T_x T_y} \quad (35b)$$

où $a = \sqrt{T_y/T_x}$ rend compte de l'influence de l'anisotropie et des dimensions caractéristiques. Le coefficient $\alpha_2(x, y)$ a la dimension d'un temps. Le temps caractéristique η_2 peut être considéré comme indépendant de x , mais il intègre l'influence de a , de nature bidimensionnelle. L'approximation (9) et (35), représentant l'augmentation de pression provoquée par un échelon de pluie, reproduit correctement la solution exacte en temps et en espace, dans les deux dimensions spatiales (Figs. 6, 7, 8 et 9). Pour un échelon de pluie, la vitesse d'évolution de la pression augmente avec a (Figs. 6a, 7a, 8a et 9a). La profondeur d'influence diminue avec a (Figs. 6b et 7b), de même que la valeur maximale de la pression (Fig. 8b et 9b).

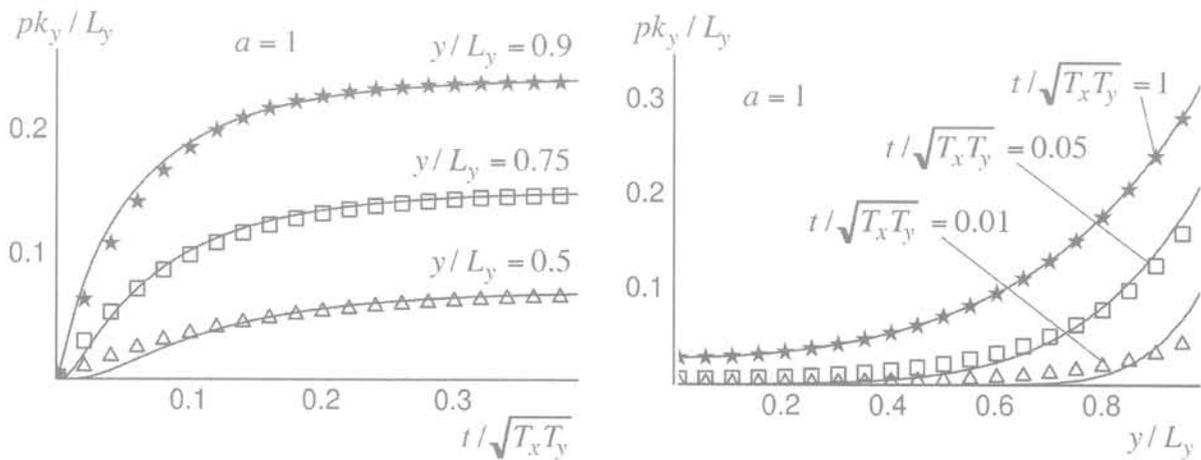


FIG. 6 Échelon de Neumann, évolution temporelle et répartition spatiale pour $x/L_x = 0,3$ et $a = 1$ (traits pleins : solution exacte, symboles : modèles retard).
Neumann unit step, temporal evolution and spatial profile for $x/L_x = 0,3$ and $a = 1$ (solid lines : exact solution, symbols : delayed response model).

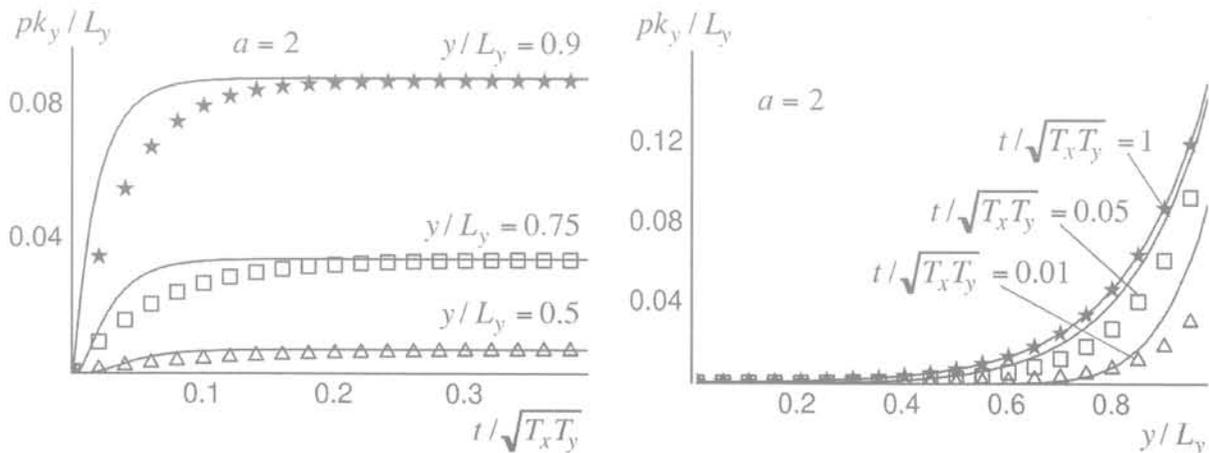


FIG. 7 Échelon de Neumann, évolution temporelle et répartition spatiale pour $x/L_x = 0,3$ et $a = 2$ (traits pleins : solution exacte, symboles : modèles retard).
Neumann unit step, temporal evolution and spatial profile for $x/L_x = 0,3$ and $a = 2$ (solid lines : exact solution, symbols : delayed response model).

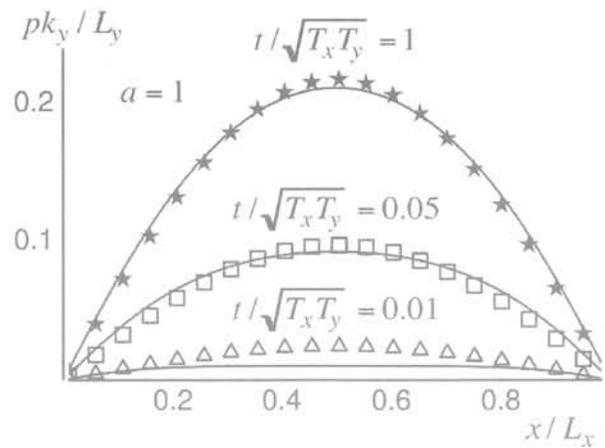
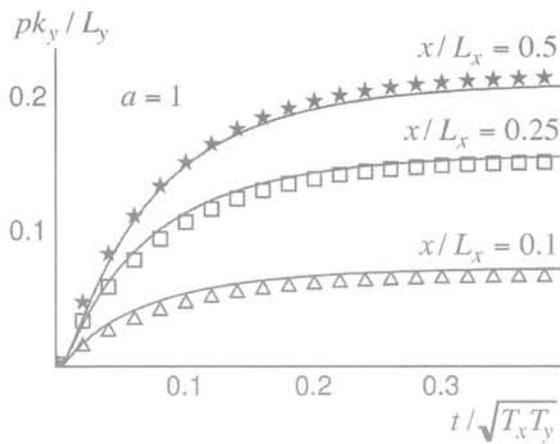


FIG. 8 Échelon de Neumann, évolution temporelle et répartition spatiale pour $y/L_y = 0,8$ et $a = 1$ (traits pleins : solution exacte, symboles : modèles retard).
Neumann unit step, temporal evolution and spatial profile for $y/L_y = 0,8$ and $a = 1$ (solid lines : exact solution, symbols : delayed response model).

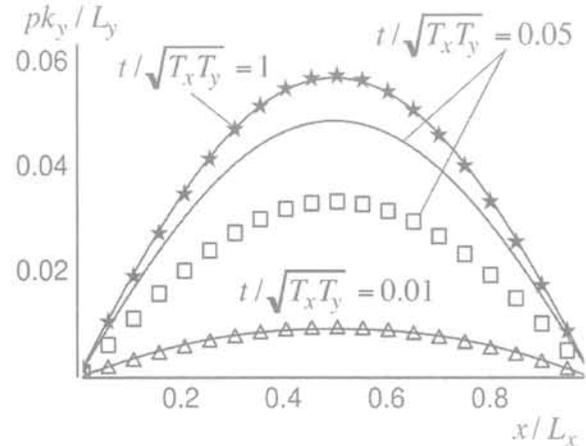
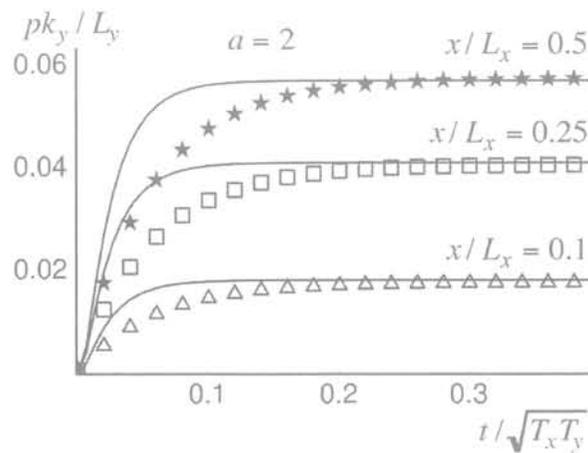


FIG. 9 Échelon de Neumann, évolution temporelle et répartition spatiale pour $y/L_y = 0,8$ et $a = 2$ (traits pleins : solution exacte, symboles : modèles retard).
Neumann unit step, temporal evolution and spatial profile for $y/L_y = 0,8$ and $a = 2$ (solid lines : exact solution, symbols : delayed response model).

4.5

Signification mécanique des paramètres

Ayant noté (α_z, η_z, L_z) les grandeurs relatives à la description simplifiée (29), nous noterons (α_z, η_z, L_z) les paramètres associés à la partie hydrostatique du modèle *exponential-IRF*, et identifiés sur mesures d'auscultation. Lorsque la description (29) est pertinente, le résultat (34) permet une interprétation mécanique. C'est en particulier le cas d'instruments situés dans le corps d'un barrage en terre ou dans le noyau d'un barrage zoné. La longueur L_z peut être assimilée à une distance moyenne de drainage, entre la sollicitation (retenue parement amont), et l'exutoire (drain cheminé, tapis drainant, parement aval) (Fig. 10). Il est possible de vérifier la cohérence des grandeurs (α_z, L_z) estimées sur plan et du paramètre α_z identifié sur les mesures.

Le coefficient d'amortissement statique α_z contient deux informations : 1) l'efficacité du drainage (drain vertical, tapis drainant, puits de décompression) ou des

dispositifs d'étanchéité (voiles d'injection) ; 2) la position de l'instrument sur le chemin de drainage par rapport au parement amont. Ce chemin de drainage peut être supérieur au chemin représenté sur la figure 10 en cas de colmatage du drain, lorsque la nappe atteint le parement aval. Un coefficient α_z proche de l'unité signifiera que l'instrument est proche du parement amont (x petit) ou que l'exutoire est loin de la sollicitation (L_z grand).

Le temps caractéristique local de l'influence de la retenue η_z contient deux informations : 1) l'efficacité du drainage par l'intermédiaire du carré de L_z ; 2) la diffusivité de la zone instrumentée $D = k/c$, grandeur matérielle qui dépend d'une perméabilité k et de la capacité c . Dans le cas anisotrope, l'interprétation est plus complexe. Toutefois, η_z permet d'accéder à une estimation de cette diffusivité si L_z est connue. A l'aide de (31) et (34), on obtient :

$$D = \frac{(1 - \alpha_z^2)L_z^2}{6\eta_z} \quad (36)$$

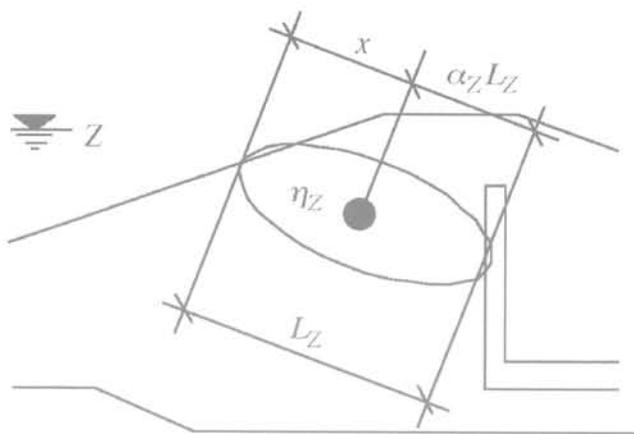


FIG. 10 Les paramètres α_z et η_z peuvent être interprétés pour des mesures dans le corps d'un barrage : α_z est la distance relative du point de mesure à l'exutoire, η_z est le temps caractéristique du point de mesure, L_z est la longueur moyenne de drainage.

Parameters α_z and η_z can be specified for an instrument placed in the body of the dam: α_z is the relative distance of the measurement point to the drainage system, η_z is the characteristic response time of the measurement point, L_z is the mean length of the drainage path.

Un temps η_z très grand caractérisera un sol très peu perméable, ou une longueur de drainage L_z très importante. Un temps η_z non nul caractérisera une capacité non nulle.

Dans les zones de marnage, le sol est susceptible d'être non saturé, ce qui explique une capacité non nulle. Dans les zones situées sous le niveau de la surface libre, cette capacité peut également être non nulle.

La compressibilité du sol peut être une première raison. Toutefois, les matériaux fins utilisés dans les barrages sont de faible plasticité (indice de plasticité $I_p < 35\%$), compactés à la mise en place donc surconsolidés en partie haute. Par ailleurs, ils sont déjaugés sous la surface libre. En phase d'exploitation, dans le corps du barrage ou en aval de l'ouvrage et dans les terrains naturels, le sol travaille sous des sollicitations déjà subies. En première approximation, on peut donc considérer que, dans ce cadre, c'est le module de rigidité élastique tangent qui quantifie l'amplitude des variations de pression interstitielle provoquée par la déformation de la matrice solide. L'influence du couplage hydromécanique sur la capacité est probablement du second ordre.

La compressibilité du fluide interstitiel peut être la raison principale. Saint-Arnaud (1995) propose en particulier de prendre en compte le fait que l'eau dans le corps d'un barrage contienne, en plus de sa teneur en air naturelle issue de la retenue, de l'air emprisonné au moment de la mise en eau, en partie comprimé et en partie dissous. La partie dissoute est transportée à travers le corps du barrage et s'échappe à l'aval.

La conclusion est que la capacité peut ne pas être nulle sous la surface libre. Dans ce cas, les réponses en pression interstitielle à des sollicitations seront retardées. Ces réponses pourront toutefois être considérées comme instantanées pour des temps caractéristiques inférieurs au temps de réponse des appareils d'auscultation ou à la périodicité de mesure.

Nous noterons (α_Q, η_Q) les paramètres du modèle *exponential-IRF* relatifs à la pluie, et identifiés sur mesures d'auscultation. Les mesures réalisées dans le corps du barrage étant le plus souvent peu influencées par la pluie, l'interprétation mécanique de ces paramètres ne serait utile que pour des instruments situés en terrain naturel, dans les abords du barrage. Malheureusement, dans ce cas on dispose rarement de relevés ou de plans, et une interprétation ne peut être proposée sur la base du problème (29) et des résultats (35), beaucoup trop simplistes. On peut toutefois remarquer que α_Q a la dimension d'un temps indépendant de la capacité c . On peut assimiler α_Q à un temps de drainage, nécessaire pour que l'eau de pluie infiltrée arrive à l'exutoire le plus proche dans la zone auscultée par l'instrument. Plus l'eau infiltrée est évacuée rapidement, plus α_Q est petit et moins l'effet pluie influence le niveau mesuré. On remarque que si la seule connaissance de la diffusivité D suffit à caractériser la réponse à une sollicitation en charge, il est nécessaire de connaître la diffusivité et la perméabilité pour caractériser la réponse à une sollicitation en flux. Il est alors normal d'obtenir dans ce cas deux temps caractéristiques α_Q et η_Q , ce dernier étant le temps de diffusion relatif au point ausculté et à l'effet pluie.

5

Applications

5.1

Analyse retard de l'effet retenue

Les mesures des instruments d'un barrage en terre homogène de 30 mètres de haut, avec tapis drainant horizontal, sont analysées avec le modèle (16) sans effet pluie. Le corps du barrage est en sable argileux (perméabilité comprise entre 10^{-5} et 10^{-7} m/s). Le talus aval est ausculté par sept piézomètres suivant trois coupes (Fig. 11a). L'axe du barrage est ausculté par six cellules de pression interstitielle à cordes vibrantes sur trois coupes (Fig. 11b). Trois cellules sont situées en fondation.

Le piézomètre évoqué (Fig. 1) est situé en pied de parement aval (P1 Fig. 11a). Il est analysé en deux phases. L'ajustement du modèle *exponential-IRF* sur la phase de remplissage (150 jours) conduit à $\alpha_z = 0,44$ et $\eta_z = 83$ jours (Fig. 12). Sur la première phase d'exploitation (2 280 jours), on obtient $\alpha_z = 0,22$ et $\eta_z = 159$ jours (Fig. 13). L'évolution de ces valeurs entre les deux phases peut s'expliquer par la saturation progressive du sol à la suite du premier remplissage. La figure 14 compare les mesures et le modèle pour la cellule CV13 située dans le corps du barrage (Fig. 11b). Les figures 12b, 13b et 14b montrent l'hystérésis sur un cycle hausse/diminution du niveau de la retenue, ainsi qu'un décalage de la réponse de l'ordre de grandeur du temps caractéristique η_z .

Le tableau I donne les résultats de l'analyse retard des six cellules (Fig. 11b), ainsi qu'une estimation de la diffusivité. Celle-ci est d'un ordre de grandeur supérieur dans les zones situées sous la surface libre (10^{-4} à 10^{-3} m²/s) par rapport aux zones de marnage (10^{-5} à 10^{-4} m²/s), susceptibles d'être non saturées et d'avoir une capacité moyenne plus élevée.

Le tableau II donne les résultats de l'analyse retard

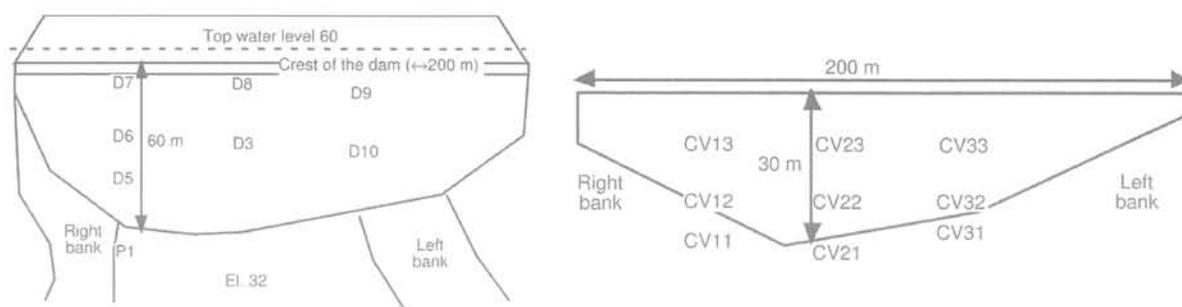


FIG. 11 Vue en plan et implantation des piézomètres, profil en long de l'axe (vue de l'aval) et implantation des cellules de pression interstitielle.
Location map of piezometers in the plan of the dam site, location map of the cells in the longitudinal profile (from downstream).

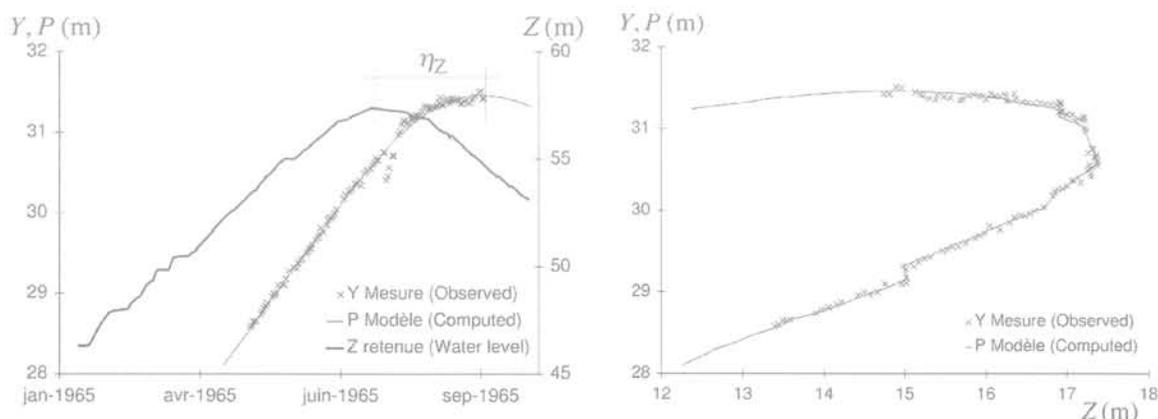


FIG. 12 Analyse retard du piézomètre P1 durant le remplissage, niveaux piézométriques en fonction du temps et en fonction de la retenue ($\eta_z \approx 83$ jours).
Delayed response analysis of P1 piezometer during the impounding phase, piezometric head vs. time ($\eta_z \approx 83$ days), piezometric head vs. water level.

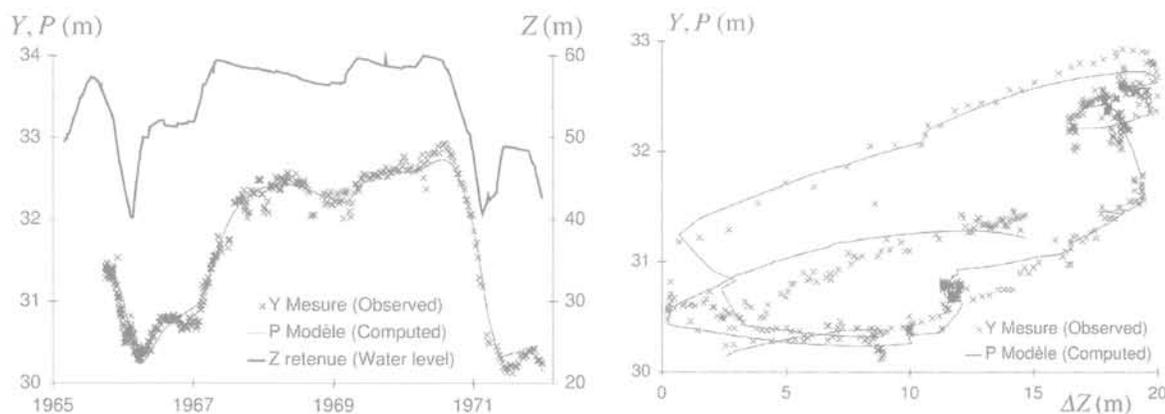


FIG. 13 Analyse retard du piézomètre P1 durant l'exploitation, niveaux piézométriques en fonction du temps et en fonction de la retenue.
Delayed response analysis of P1 piezometer during the exploitation phase, piezometric head vs. time piezometric head vs. water level.

des piézomètres auscultant le talus aval (Fig. 11a). Ce tableau contient également les cellules auscultant l'axe du barrage, afin de vérifier la cohérence des résultats. Malgré la grande différence de principe entre les deux instruments, les diffusivités estimées sont du même ordre de grandeur. On peut l'expliquer par le fait que

l'analyse intègre implicitement les informations relatives à une zone située entre le parement amont et l'instrument, plus étendue que la zone directement concernée par l'instrument. Le tableau II montre que la diffusivité semble plus importante en rive droite, ce qui peut correspondre à une perméabilité plus importante.

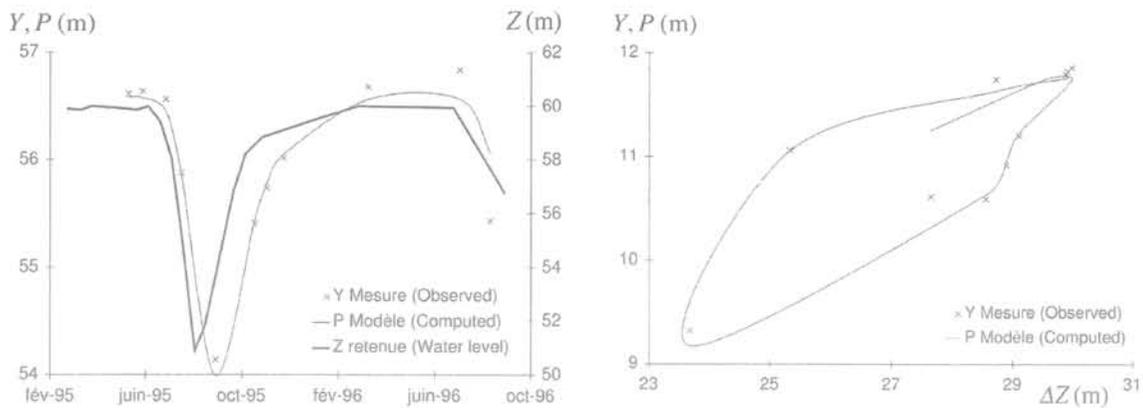


FIG. 14 Analyse retard de la cellules CV13, niveaux piézométriques en fonction du temps et en fonction de la retenue ($\eta_z \approx 23$ jours).
Delayed response analysis of CV13 cell, piezometric head vs. time, piezometric head vs. water level ($\eta_z \approx 23$ days).

TABLEAU I Résultats de l'analyse retard des mesures de cellules (Fig. 11b).
Results of delayed response analysis of cells data (Fig. 11b).

Cellule	α_z	η_z (jours)	Diffusivité ($10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$)
Niveau 52 NGF (zone de marnage)			
CV33	0,27	33	4
CV23	0,38	33	5
CV13	0,39	23	8
Niveau 40 NGF (zone saturée)			
CV32	0,47	25	60
CV22	0,49	33	50
CV12	0,38	10	100
Fondation			
CV31	0,43	28	100
CV21	0,43	56	60
CV11	0,51	32	100

TABLEAU II Résultats de l'analyse retard des mesures de cellules et de piézomètres (Fig. 11).
Results of delayed response analysis of cells and piezometers data (Fig. 11).

Cellule	α_z	η_z (jours)	Diffusivité ($10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$)
Coupe rive gauche			
CV33	0,27	33	4
CV32	0,47	25	60
PID9	0,42	45	40
PID10	0,23	45	40
Coupe centre			
CV23	0,38	33	5
CV22	0,49	33	50
PID8	0,29	30	30
PID3	0,21	31	50
Coupe rive droite			
CV13	0,39	23	8
CV12	0,38	10	100
PID7	0,28	18	50
PID6	0,53	22	100
PID5	0,16	91	20

5.2

Analyse retard de l'effet pluie

L'analyse de quatre piézomètres de rive d'un barrage zoné situé dans une région où se produisent des précipitations courtes mais violentes permet d'évaluer le modèle « pluie ». Deux piézomètres sont situés en rive droite (PZ17 et PZ14) et deux autres en rive gauche (PZ18 et PA4). Le tableau III donne les résultats des analyses avec le modèle (16). L'influence de la retenue est instantanée ($\eta_z \approx 0$). Les parts explicatives sont calculées à partir des résidus partiels et correspondent au ratio variation de la variable explicative/variation totale. L'influence de la pluie est importante (de 19 % à 52 % des variations mesurées). Une étude théorique complémentaire ainsi qu'une bonne connaissance de l'ouvrage sont nécessaires pour interpréter les temps caractéristiques (α_Q, η_Q). La reconstitution des variations est

convenable et montre les pics provoqués par la pluie (Fig. 15a). Les graphes relatifs à l'effet pluie sont tracés (Fig. 15b), où $P_Q(t) = \alpha_Q A(Q, \eta_Q, 0, t)$ et $Y_Q(t) = P_Q(t) + Y(t) - P(t)$. Ce modèle « pluie » apparaît comme perfectible car il ne reproduit que quelques pics et quelques creux de piézométrie.

L'utilisation du modèle retard pour l'effet « pluie » représente un progrès, mais les résultats ne sont pas aussi bons que pour l'effet « retenue ». On peut avancer trois raisons à cela : 1) toute la pluie ne s'infiltré pas, les quantités d'eau de pluie infiltrées et ruisselées dépendent de l'importance des précipitations, de la pente et de la perméabilité du terrain ; 2) le chemin d'écoulement de l'eau infiltrée débute à la surface, et passe par une zone non saturée, mal expliquée par un modèle linéaire à diffusivité constante ; 3) la pluviométrie peut comporter des harmoniques élevées, mal prises en compte par le modèle exponentiel ($\omega T_Q > 10$).

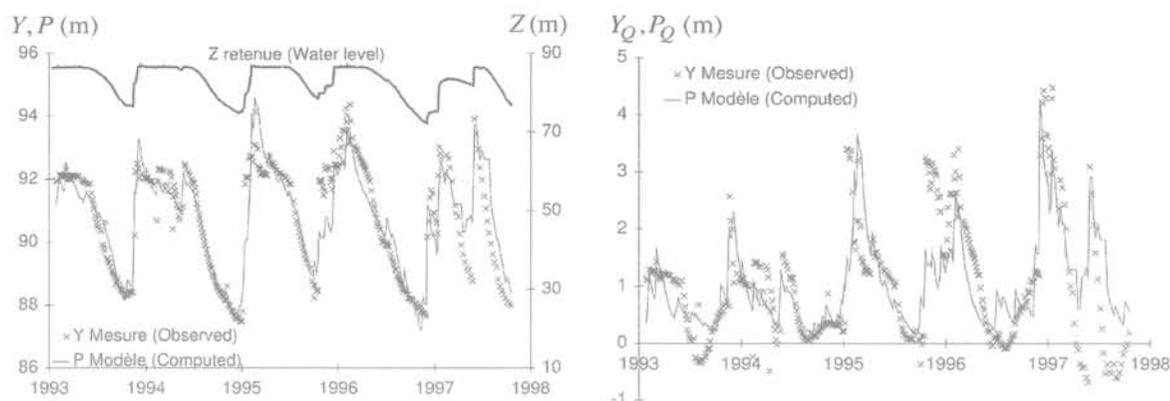


FIG. 15 Analyse retard du piézomètre PZ17, niveaux piézométriques en fonction du temps, influence de la pluie en fonction du temps.
Delayed response analysis of PZ17 piezometer, piezometric head vs. time, rainfall effect vs. time.

TABEAU III Résultats de l'analyse retard des mesures de piézomètres.
Results of delayed response analysis of piezometer data.

Piezomètre	Part explicative retenue	Part explicative pluie	α_z	η_z (jours)	α_Q (jours)	η_Q (jours)
PZ17	60 %	24 %	0,32	0	273	38
PZ14	54 %	23 %	0,14	0	147	53
PZ18	62 %	19 %	1,00	0	815	39
PA 4	21 %	52 %	0,46	0	1016	32

5.3

Analyse retard des effets de la retenue et de la pluie

Les données d'auscultation d'un barrage homogène de 15,5 mètres de haut sont analysées avec le modèle (16). La fondation est constituée d'arènes granitiques (perméabilité comprise entre 10^{-5} et 10^{-6} m/s). Elle est étanchée par un voile d'injection. Le remblai comporte des arènes (perméabilité comprise entre 10^{-7} et 10^{-8} m/s) et un drain cheminée. Les treize piézomètres à lecture directe auscultent les abords du barrage (Fig. 16a). Les six cellules de pression interstitielle à corde vibrante sont situées dans l'axe de l'évacuateur (Fig. 16b).

Le tableau IV donne les résultats des analyses des six cellules à cordes vibrantes, qui ne sont pas influen-

TABEAU IV Résultats de l'analyse retard des mesures de cellules (Fig. 16b).

Results of delayed response analysis of cells data (Fig. 16b).

Cellule	α_z	η_z (jours)	Diffusivité (10^{-5} m ² /s)
Niveau 488.50 (interface barrage/fondation)			
C1	0,44	0	-
C2	0,28	0	-
C3	0,07	0	-
Niveau 497 NGF (corps du barrage)			
C4	0,25	35	1,5
C5	0,21	35	2,0
C6	0,06	43	1,8

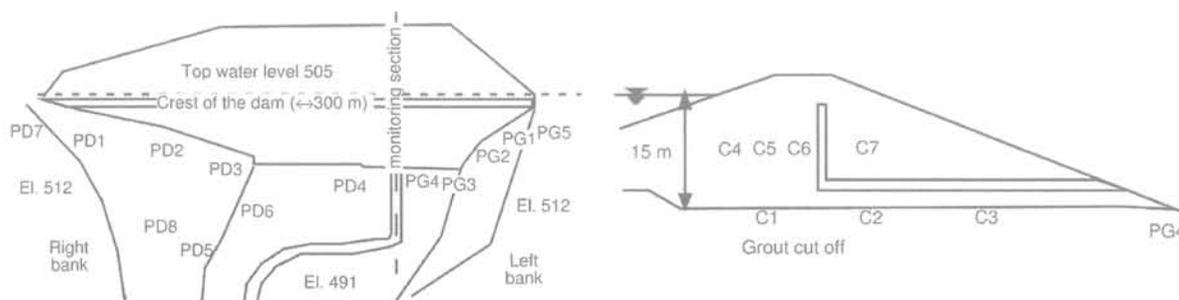


FIG. 16 Vue en plan et implantation des piézomètres, coupe amont/aval du barrage dans l'axe ausculté et implantation des cellules de pression interstitielle.
Location map of piezometers in the plan view of the dam site, location map of the cells in the cross section.

TABLEAU V

Résultats de l'analyse retard des mesures de piézomètres (Fig. 16a).
 Results of delayed response analysis of piezometer data (Fig. 16a).

Piezomètre	Part explicative retenue	Part explicative pluie	α_z	η_z (jours)	α_Q (jours)	η_Q (jours)
Rive droite						
PD1	87 %	6 %	0,77	5	77	39
PD2	53 %	6 %	0,33	4	33	19
PD3	21 %	6 %	0,21	3	24	13
PD4	17 %	45 %	0,04	0	54	52
PD5	12 %	54 %	0,05	3	76	34
PD6	24 %	46 %	0,09	0	106	54
PD7	86 %	10 %	0,85	7	156	66
PD8	21 %	49 %	0,20	30	198	65
Rive gauche						
PG1	88 %	6 %	1,00	3	109	63
PG2	73 %	9 %	0,30	5	34	16
PG3	23 %	36 %	0,07	3	39	22
PG4	16 %	49 %	0,05	11	54	40
PG5	32 %	31 %	0,71	3	608	83

cées de manière significative par la pluie. L'influence de la retenue est instantanée pour les trois cellules situées à l'interface avec la fondation, et retardée pour les trois cellules situées dans le corps du barrage, dans la zone de marnage. Le rabattement de la nappe phréatique est mis en évidence par la décroissance de α_z de l'amont vers l'aval.

Le tableau V donne les résultats des analyses des treize piézomètres. L'influence de la retenue est peu retardée, sauf pour le piézomètre PD8 qui doit être interprété à partir de la connaissance de l'ouvrage. Le bon fonctionnement du voile d'étanchéité est illustré par la décroissance de α_z des rives vers le fond de vallée. Son contournement est illustré par des valeurs α_z de α_z proche d'un en haut des rives. Les piézomètres situés en fond de vallée sont fortement influencés par la pluie (PD4, 5, 6 et PG3, 4), contrairement à ceux situés sur les pentes (PD1, 2, 3 et PG1, 2), où la pluie ruisselle plus qu'elle ne s'infiltré. Le comportement du piézomètre PG5 est singulier : influence modérée de la retenue et forte influence de la pluie. Ceci peut être imputable à la présence d'une nappe de coteau détectée lors de la construction du barrage.

6

Conclusion

La littérature ne fait pas état d'une méthode opérationnelle qui permettrait d'analyser efficacement les pressions interstitielles mesurées sur les barrages, en fonction du niveau de la retenue et de la pluie. Les méthodes classiques d'analyse des séries chronologiques de type ARMA (*Auto Regressive Moving Average*), bien que d'usage courant dans d'autres domaines, sont rarement utilisées pour analyser les mesures d'auscultation de barrage. Nous proposons

une méthode basée sur la réponse impulsionnelle (*Impulse-Response-Function* ou IRF). Le cas d'un retard exponentiel (*exponential-IRF*) est développé. Ce modèle est pertinent pour des écoulements à diffusivité peu variable, sous des sollicitations à variations lentes vis-à-vis du temps caractéristique de diffusion. Il reproduit quelques aspects essentiels de l'effet différé : dissipation, accommodation (retard et amortissement) sous sollicitation cyclique, évolution fonction de l'histoire des sollicitations.

L'analyse des mesures d'auscultation de trois barrages montre que tous les instruments, cellules à cordes vibrantes dans le corps du barrage et piézomètres auscultant le corps du barrage, la fondation, les appuis et les rives sont *a priori* susceptibles d'exhiber un effet retard vis-à-vis du niveau de la retenue. Les piézomètres auscultant les rives peuvent être significativement influencés par la pluie. Les temps caractéristiques de diffusion sont de l'ordre de quelques jours à quelques mois.

L'IRF est intimement liée à la fonction de Green du problème aux limites de diffusion linéaire associé. Ceci permet de donner un sens mécanique au modèle IRF à partir des moments temporels. Il est en particulier possible d'estimer quelques valeurs de diffusivité hydraulique du corps du barrage. Elles sont de l'ordre de 10^{-5} à 10^{-3} m²/s.

Le modèle *exponential-IRF* conduit une équation de récurrence permettant une mise en œuvre numérique simple des produits de convolution. Ce modèle ne nécessite pas la connaissance de l'histoire des sollicitations antérieures à la période d'analyse. La formulation discrète en temps est assimilable à un modèle de type ARMA (1,q) où q est le degré d'interpolation de la sollicitation. Ceci ouvre des perspectives quant à la possibilité d'utiliser des méthodes modernes pour analyser les mesures d'auscultation de barrages.

- Beck J.V., Cole K.D., Haji-Sheikh A., Litkouhi B. – *Heat Conduction Using Green's Functions*. Hemisphere, Washington, DC, 1992.
- Bonelli S., Félix H., Tourment R. – *Interprétation des mesures d'auscultation des barrages par régression linéaire multiple HST. Fiabilité des matériaux et des structures*. Hermès, 1998, p. 188-198.
- Carrère A., Colson M., Goguel B., Noret C. – « Modelling: a means of assisting interpretation of readings ». *XXth International Congress on Large Dams*, Beijing, vol. III, ICOLD, 2000, p. 1005-1037.
- Crépon O., Lino M. – « An analytical approach to monitoring ». *International Water Power & Dam Construction*, June, 1999, p. 52-54.
- Fanelli M., Giuseppetti G., Mazza G. – « Analysis of the phenomenon of time drift in the observational data of dam behaviour ». *XXth International Congress on Large Dams*, Beijing, vol. III, ICOLD, 2000, p. 1083-1098.
- Faure P., Robin M. – *Éléments d'automatique*. Dunod, 1984, 448 p.
- Ferry S., Willm G. – « Méthodes d'analyse et de surveillance des déplacements observés par le moyen de pendules dans les barrages ». *Vth International Congress on Large Dams*, New York, vol. II, ICOLD, 1958, p. 1179-1201.
- Forbes J.D. – « Account of some experiments on the temperature of the earth at different depths and in different soils near Edinburgh ». *Transactions of The Royal Society of Edinburgh*, vol. 16, 1846, p. 189-236.
- Guedes Q.M., Coelho P.S.M. – « Statistical behaviour model of dams ». *XVth International Congress on Large Dams*, Lausanne, vol. I, ICOLD, 1985, p. 319-334.
- Kjaernsli B., Kvale G., Lunde J., Baade-Mathiesen J. – « Design, construction, control and performance of the Svartevann earth-rockfill dam ». *XIVth International Congress on Large Dams*, Rio de Janeiro, vol. IV, ICOLD, 1982, p. 319-349.
- Lugiez F., Beaujoint N., Hardy X. – « L'auscultation des barrages en exploitation au service de la production hydraulique d'Électricité de France, des principes aux résultats ». *Xth International Congress on Large Dams*, Montréal, vol. III, ICOLD, 1970, p. 577-600.
- Melnikov Yu. A. – « An alternative construction of Green's functions for the two-dimensional heat equation ». *Engineering Analysis with Boundary Elements*, n° 24, 2000, p. 467-475.
- Myrvoll F., Larsen S., Sande A., Romsol N.B. – « Field instrumentation and performance observations for the Vatnedalsvatn dams ». *XVth International Congress on Large Dams*, vol. I, Lausanne, ICOLD, 1985, p. 1039-1069.
- Morse P.M., Feshbach H. – *Methods of Theoretical Physics*. Parts I and II. New York, McGraw-Hill, 1953.
- Owen J.S., Eccles B.J., Choo B.S., Woodings M.A. – « The application of autoregressive time series modelling for the time-frequency analysis of civil engineering structures ». *Engineering Structures*, n° 23, 2001, p. 521-536.
- Poupart M. – « Contrôle de la sécurité par l'auscultation, apport de la télémessure et des méthodes de dépouillement des mesures ». *XVIIIth International Congress on Large Dams*, Durban, vol. V, ICOLD, 1994, p. 74-79.
- Roach G.F. – *Green's functions, introductory theory with applications*. Van Nostrand Reinhold company, 1970, 280 p.
- Roïtenberg I.N. – *Théorie du contrôle automatique*. MIR, Moscou, 1974, 496 p.
- Saint-Arnaud G. – « The high pore pressures within embankment dams: an unsaturated soil approach ». *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 32, n° 6, 1995, p. 892-898.
- Santamaria J.C., Fratta D. – *Introduction to discrete signals and inverse problems in civil engineering*. ASCE Press, Virginia, 1998, 328 p.
- Silva Gomes A.F., Silva Matos D. – « Quantitative analysis of dam monitoring results, state of the art, applications and prospects ». *XVth International Congress on Large Dams*, Lausanne, vol. I, ICOLD, 1985, p. 749-761.
- Willm G., Beaujoint N. – « Les méthodes de surveillance des barrages au service de la production hydraulique d'Électricité de France, problèmes anciens et solutions nouvelles ». *IXth International Congress on Large Dams*, Istanbul, vol. III, ICOLD, 1967, p. 529-550.
- Windisch E., Høeg K. – « Pore pressure in the till core of Oddatjorn dam ». *53rd Canadian Geotechnical Conference*, Montreal, 2000, p. 231-238.
- Young P. – « Data-based mechanistic modelling of environmental, ecological, economic and engineering systems ». *Environmental Modelling & Software*, n° 13, 1998, p. 105-122.

Microstructure et comportement hydromécanique d'un sol gonflant non saturé

O. CUISINIER
F. MASROURI

Laboratoire Environnement
Géomécanique et Ouvrages
ENSG-INPL
Rue du Doyen-
Marcel-Roubault BP 40
54501 Vandœuvre-lès-
Nancy Cedex
Farimah.Masrouri@ensg.
inpl-nancy.fr

Résumé

Cet article présente une étude expérimentale du comportement hydromécanique d'un sol gonflant compacté dans une gamme de succion comprise entre 0 et 287,9 MPa. Une première série d'essais a servi à caractériser la variation de différents paramètres hydromécaniques avec la succion. Elle a permis de montrer que la compressibilité du matériau augmente de manière significative lorsque la succion est réduite de 287,9 à 4 MPa, pour se stabiliser en deçà de 4 MPa. Ces observations ont été complétées par une étude microscopique de la structure du matériau en fonction de sa succion. La succion de 4 MPa constitue ainsi un seuil en deçà duquel la double structure initiale du matériau étudié est détruite par le gonflement. Ces observations démontrent la forte corrélation qui existe entre le comportement hydromécanique et la structure microscopique d'un matériau gonflant non saturé.

Mots-clés : sol gonflant, sol compacté, succion, paramètres hydromécaniques, compressibilité, microstructure.

Microstructure and hydromechanical behaviour of an unsaturated compacted swelling soil

Abstract

This paper presents a study of the hydromechanical behaviour of a compacted swelling soil in the range of suctions comprised between 0 and 287.9 MPa. A first test series allowed to characterize the variation of some hydromechanical parameters over the tested suction range: swelling potential, slope of the virgin compression line and preconsolidation pressure. These data were compared with the internal structure of the tested material. This study showed that under 4 MPa the double structure of the soil was destroyed by swelling with the suction decrease. A very good correlation was observed between the mechanical behaviour and the internal structure of the tested material.

Key words : swelling soil, compacted soil, suction, hydromechanical parameters, compressibility, microstructure.

NDLR : Les discussions sur
cet article sont acceptées
jusqu'au 31 décembre 2004.

Introduction

Le recours à l'utilisation des sols compactés est d'un usage très répandu, en géotechnique ainsi qu'en géotechnique de l'environnement pour l'élaboration de noyau de barrages et pour la réalisation de barrières ouvragées dans les sites de stockage de déchets nucléaires. Dans ces deux derniers cas, les matériaux employés contiennent une part importante de minéraux argileux de la famille des smectites qui présentent la propriété de pouvoir gonfler de manière très importante lors d'une humidification. Après leur mise en place, ces matériaux, initialement non saturés, risquent d'être soumis à des sollicitations hydriques qui peuvent entraîner de fortes modifications de leurs propriétés hydromécaniques associées à des changements importants de leur structure interne. La compréhension des couplages hydromécaniques est un enjeu majeur compte tenu des applications sensibles auxquelles sont destinés ces matériaux.

Pour étudier les phénomènes en jeu, l'utilisation de deux variables indépendantes, définies à partir de la contrainte totale σ , de la pression de l'air u_a , et de la pression de l'eau u_w , a été proposée (Coleman, 1962; Matyas et Radakrishna, 1968; Fredlund et Morgenstern, 1977). Il s'agit de la contrainte nette $\sigma^* = \sigma - u_a$ et de la succion $s = u_a - u_w$.

De nombreuses études expérimentales du comportement des sols non saturés ont été réalisées, ce qui a permis de définir un certain nombre de caractéristiques de leur comportement, comme par exemple la diminution de la compressibilité avec l'augmentation de la succion (Alonso *et al.*, 1987 et 1990; Vicol, 1990; Cui, 1993). Cependant, le comportement particulier des sols contenant une quantité importante d'argile gonflante reste assez mal connu en raison, notamment, de difficultés expérimentales. En effet, l'étude des différents paramètres et la caractérisation des couplages hydromécaniques nécessitent la réalisation d'essais permettant d'imposer et de maîtriser les sollicitations hydriques, c'est-à-dire les variations de succion. Les techniques expérimentales les plus utilisées pour imposer la succion dans des œdomètres à succion contrôlée, la surpression d'air (Richards, 1935) et la technique osmotique (Kassif & Ben Shalom, 1971), autorisent uniquement l'imposition de succions comprises entre 0 et quelques MPa. Des évolutions de ces techniques ont été proposées, mais elles ne permettent d'atteindre au maximum que 14 MPa (Villar & Martín, 1996; Delage *et al.*, 1998). La succion d'un sol gonflant pouvant atteindre plusieurs centaines de MPa, il apparaît indispensable d'entreprendre l'étude de ses propriétés hydromécaniques dans le domaine des fortes succions. Actuellement, la seule technique disponible pour atteindre ce domaine est la technique des solutions salines, utilisée pour la première fois dans un œdomètre par Esteban (1990) cité par Villar (1995) et quelques auteurs depuis (Oteo Mazo *et al.*, 1995; Robinet *et al.*, 1997; Al-Mukhtar *et al.*, 1999; Blatz et Graham, 2000; Gasc-Barbier *et al.*, 2000) ce qui a permis d'atteindre une succion de plusieurs centaines de MPa. Afin d'améliorer la connaissance du comportement hydromécanique d'un sol gonflant, le premier but de l'article est de présenter une étude menée sur un tel matériau dans une gamme de succions comprises entre 0 et 287,9 MPa. Celle-ci a été réalisée à partir de l'utilisation de plusieurs œdomètres à succion contrô-

lée par des solutions salines ou grâce à la méthode osmotique.

Les matériaux gonflants compactés ont une organisation interne particulière, qualifiée de double structure par Gens et Alonso (1992). En effet, les particules argileuses s'agglomèrent avec les autres constituants du sol pour former des agrégats. Il y a donc dans ces sols des macropores situés entre les agrégats et des micropores au sein des agrégats. Cette structure est extrêmement dépendante de l'état hydrique du matériau, et évolue au cours du processus d'humidification (Cui *et al.*, 2002). Or, il n'existe qu'un nombre restreint de publications s'intéressant à l'influence de la structure d'un matériau compacté sur son comportement mécanique (Delage & Lefebvre, 1984; Qi *et al.*, 1996; Guillot *et al.*, 2001). Dans ce contexte, le troisième objectif de cet article est d'introduire une étude de la microstructure d'un matériau gonflant en fonction de son état hydrique, et de corréliser ces données à son comportement hydromécanique.

2

Techniques expérimentales utilisées

Deux types d'œdomètre à succion contrôlée ont été mis en place pour cette étude.

2.1

œdomètre à succion imposée par la méthode osmotique

Le principe de la méthode est de mettre en contact une éprouvette et une solution de macromolécules, et d'insérer entre les deux une membrane semi-perméable. Celle-ci empêche le passage des macromolécules de la solution vers l'éprouvette mais elle permet le passage de l'eau. Les échanges d'eau, et donc la succion, sont contrôlés par le phénomène d'osmose : plus la concentration en macromolécules est grande, plus la succion est forte. La macromolécule utilisée classiquement est le polyéthylène glycol (PEG). De plus amples détails sur cette technique sont disponibles dans Williams et Shaykewich (1969), Cui (1993) et Cuisinier (2002). Delage *et al.* (1998) et Cuisinier & Masrouri (2001) ont démontré que cette méthode pouvait être utilisée dans la gamme des succions comprises entre 0 et 8,5 MPa.

L'œdomètre osmotique utilisé au cours de cette étude est présenté sur la figure 1. Avec plusieurs paliers de chargement, la durée moyenne d'un essai dans un œdomètre osmotique est comprise entre 2 et 3 mois.

2.2

œdomètre à succion imposée par solutions salines saturées

Le principe de ce type d'œdomètre (Fig. 2) est d'enfermer un système équivalent à une cellule œdométrique classique dans une enceinte dont l'humidité relative est maintenue constante grâce à une solution saline saturée. L'humidité relative H_r est reliée à la succion s , par la loi de Kelvin :

$$s = \gamma_w \frac{RT}{Mg} \ln \left(\frac{p}{p_0} \right) \quad (1)$$

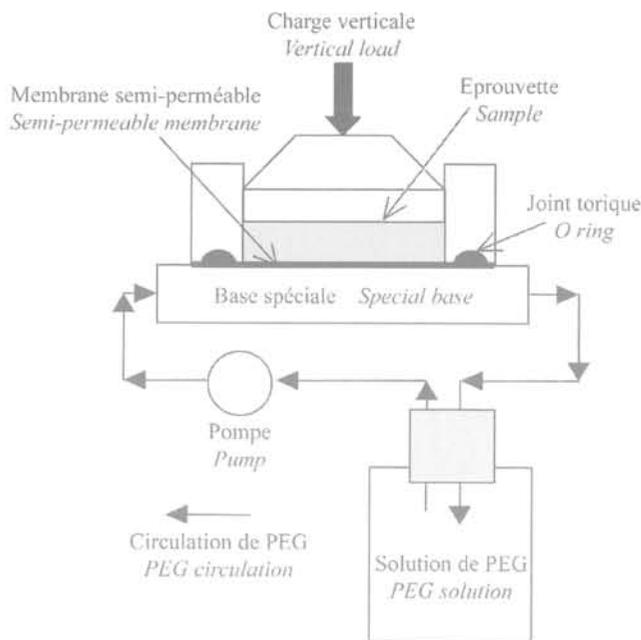


FIG. 1. Œdomètre à succion contrôlée par la méthode osmotique.
Suction controlled oedometer using the osmotic technique.

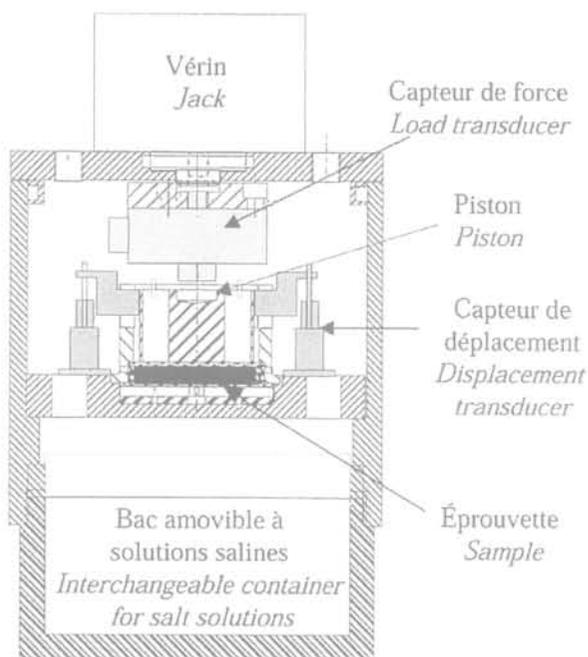


FIG. 2. Œdomètre à succion contrôlée par solutions salines.
Suction controlled oedometer using salt solutions.

avec γ_w le poids volumique de l'eau ($9,81 \text{ kN.m}^{-3}$), g l'accélération de la pesanteur, M la masse molaire de l'eau ($18.10^{-3} \text{ kg.mol}^{-1}$) et R la constante des gaz parfaits ($8,31 \text{ J.mol}^{-1}.\text{K}^{-1}$), p_0 la pression de vapeur saturante à la température absolue T (kPa) et p la pression partielle de vapeur (kPa). L'utilisation de plusieurs solutions salines saturées permet d'imposer différentes suctions, la valeur de l'humidité relative imposée par un sel

donné ayant été obtenue dans Lide (2002) et AFNOR (1999). Cette méthode peut être utilisée dans la gamme des suctions supérieures à 8,5 MPa (Delage *et al.*, 1998; Cuisinier & Masroui, 2001).

Deux nouveaux appareils (Fig. 2), avec deux capacités d'application de pression verticale maximale différentes (1 200 ou 20 000 kPa), ont été développés (Cuisinier & Masroui, 2003). Avec plusieurs paliers de chargement, un seul essai peut durer plusieurs mois afin d'atteindre les équilibres hydrique et mécanique.

3

Matériau étudié et préparation des éprouvettes

Le matériau étudié est un mélange de 40 % de limon de Xeuilley et de 60 % de bentonite calcique. Les principales caractéristiques de ces matériaux sont indiquées dans le tableau I.

Le limon et la bentonite, initialement sous forme de poudre tamisée à 400 μm , sont mélangés, puis humidifiés à une teneur en eau de 15 %. Cette valeur, proche de la limite de retrait, a été sélectionnée de manière à limiter la rétraction de l'éprouvette lors d'une dessiccation. Les éprouvettes sont préparées par compactage statique sous une pression de 1 MPa. Leur hauteur est de 1 cm et leur diamètre vaut 7,4 ou 5 cm dans les œdomètres à solutions salines et 7 cm dans les œdo-

TABLEAU I. Caractéristiques des matériaux étudiés.
Characteristics of the studied materials.

Matériau étudié	w_L (%)	I_p (%)	γ_s (kN.m^{-3})
Limon	42	5	27
Bentonite	117	31	26
Mélange	87	21	26

mètres osmotiques. Le poids volumique sec initial est d'environ $12,7 \text{ kN.m}^{-3}$. La succion totale des éprouvettes a été mesurée par la technique du papier filtre (ASTM, 1995b). Elle est comprise entre 20 et 25 MPa.

Le potentiel de gonflement, qui correspond au rapport entre la variation de hauteur de l'éprouvette provoquée par une humidification et sa hauteur initiale, ainsi que la pression de gonflement, qui est la pression nécessaire pour éliminer la variation de hauteur produite par l'humidification, ont été déterminés par la méthode du gonflement libre (ASTM, 1995a). Ces grandeurs sont de 17 % et de 250 kPa respectivement.

4

Comportement hydromécanique entre 0 et 287,9 MPa

La figure 3 et les tableaux II et III permettent de visualiser précisément tous les chemins de contrainte dans le plan ($\sigma' - s$). L'état initial est repéré par le point « A ». La référence de chaque essai indique le type d'appareil utilisé (S solutions salines et O osmotique), puis le type de chemin suivi (W correspond à une phase d'humidification, D à une phase de dessiccation et L à une phase de chargement). L'essai OWL6, réalisé sous une succion nulle, n'a pas pu être représenté sur la figure 3.

TABLEAU II

Description des chemins suivis (méthode des solutions salines) [S : méthode des solutions salines ; W : humidification ; D : dessiccation ; L : chargement/déchargement].
Stress paths description (salt solutions technique) [S : salt solutions technique ; W : wetting ; D : drying ; L : loading/unloading].

SWL1	SDL1	SDL2	SDL3	SDL4	SDL5
A-K-L-K	A-B-A	A-C-D-C	A-C-E-F-E	A-C-G-H-G	A-E-I-J-I

TABLEAU III

Description des chemins suivis (méthode osmotique) [S : méthode des solutions salines ; W : humidification ; D : dessiccation ; L : chargement/déchargement].
Stress paths description (osmotic method) [S : salt solutions technique ; W : wetting ; D : drying ; L : loading/unloading].

OWL1	OWL2	OWL3	OWL4	OWL5
A-K-L-K	A-K-M-N-M	A-K-M-O-P-O	A-K-M-Q-R-Q	A-K-O-S-T-S

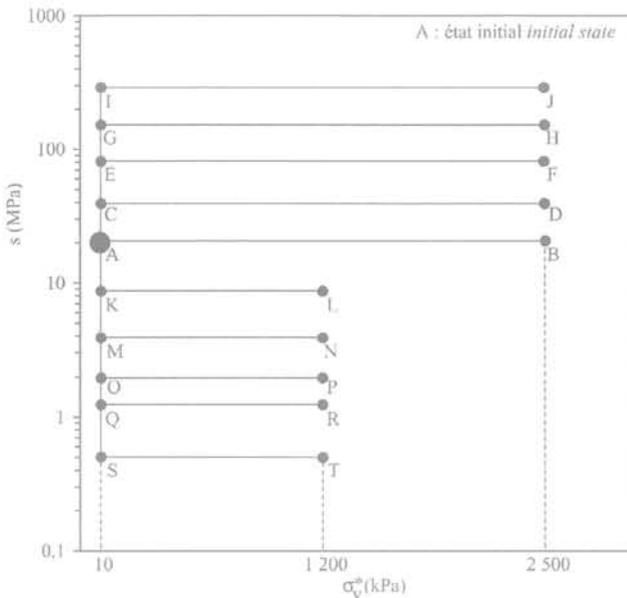


FIG. 3 Chemins de contrainte suivis.
Stress paths followed.

A partir de chaque courbe expérimentale obtenue, différents paramètres ont été déterminés. Il s'agit du gonflement lors de la phase d'application de la succion sous faible charge verticale $\Delta H/H$, de la pente de compression plastique $\lambda(s)$, de la pente de rebond élastique κ et de la contrainte de préconsolidation $p_0(s)$. Dans le cas des sols non saturés, la contrainte de préconsolidation dépend de la plus grande pression connue par le sol ainsi que de la valeur de sa succion. Pour cette raison, le terme de contrainte de préconsolidation apparente sera conservé dans la suite de cet article.

4.1

Validation des dispositifs expérimentaux

Les résultats des essais ayant servi à la validation des dispositifs expérimentaux sont reportés sur la figure 4 et dans le tableau IV.

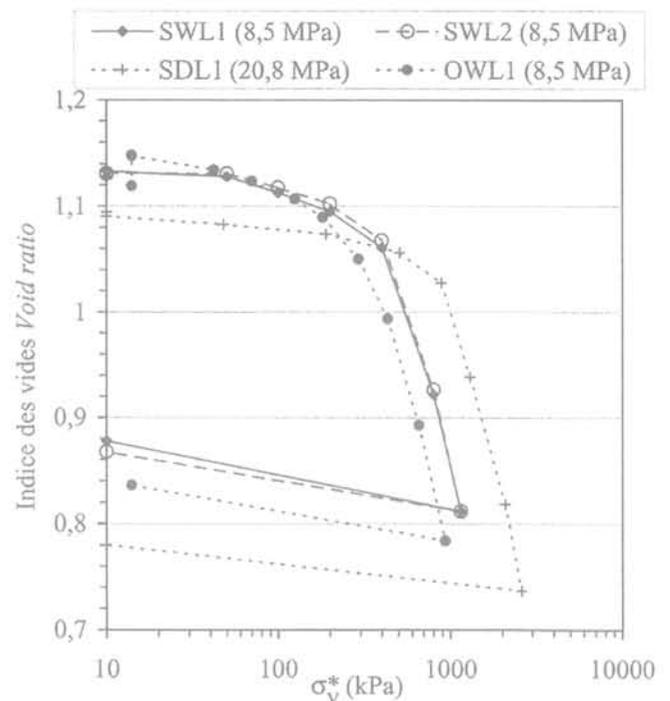


FIG. 4 Résultats des essais utilisés pour valider les dispositifs expérimentaux.
Results of the tests conducted to validate the experimental devices.

L'essai SDL1, où la succion imposée est voisine de la succion initiale, permet de retrouver la contrainte de préconsolidation imposée lors de la préparation des éprouvettes par compactage statique, soit 1 000 kPa. Cet essai valide donc le principe d'utilisation des solutions salines saturées pour imposer la succion dans un cédomètre.

Deux essais, SWL1 et SWL2, ont été réalisés en respectant le même chemin de contrainte de manière à contrôler la répétabilité des essais. Les deux courbes œdométriques obtenues sont quasiment identiques et de plus, les paramètres hydromécaniques calculés (tableau IV) sont similaires dans les deux cas. La répétabilité dans les appareils à solutions salines est donc satisfaisante.

La succion totale d'un sol est la somme de plusieurs composantes, les principales étant la composante matricielle et d'adsorption et la composante osmotique (Fredlund et Rahardjo, 1993). Or, la technique des solutions salines permet d'imposer la succion totale alors que la méthode osmotique n'autorise que la maîtrise de la succion matricielle. La question se pose donc de savoir si, pour la succion limitant le domaine d'utilisation des deux méthodes, la continuité entre les deux techniques est acceptable. Pour répondre à cette question, deux essais ont été réalisés sous une succion de 8,5 MPa, un dans chaque type d'œdomètre (SWL1 et OWL1) (Fig. 4). Les résultats obtenus montrent que la pression $p_0(s)$ et le gonflement sont légèrement affectés par la technique de contrôle de succion tandis que les pentes $\lambda(s)$ et κ ne sont pas significativement influencées. L'utilisation complémentaire de ces deux techniques est donc sujette à quelques limitations, la technique osmotique et la méthode des solutions salines ne permettant pas d'imposer les mêmes composantes de la succion. Il est vraisemblable que si la continuité avait été testée sous une succion appliquée plus faible, la composante osmotique d'un sol augmentant avec le degré de saturation, les différences de comportement observées auraient été amplifiées. Dans le cas du matériau testé, la succion de 8,5 MPa semble adaptée pour que les effets de la composante osmotique de la succion sur le comportement mécanique ne soient pas trop importants.

4.2

Propriétés hydromécaniques

Cette étude a été réalisée à partir de douze essais hydromécaniques qui débutent tous par une phase de modification de la succion sous contrainte verticale faible constante (10 kPa). Ensuite, un chargement/déchargement œdométrique à succion constante est réalisé. Il s'agit des essais dont les résultats sont reportés sur les figures 5 et 6 ainsi que dans le tableau IV. Ces figures montrent que le comportement du maté-

riau étudié varie fortement sur l'ensemble de la gamme de succion. Les courbes de compressibilité peuvent être organisées selon deux groupes distincts. Lorsque la succion appliquée est inférieure ou égale à 2 MPa, les courbes de compressibilité correspondantes tendent vers la courbe de compressibilité obtenue sous une succion nulle (essai OWL6). La pression pour laquelle elles rejoignent la courbe de l'essai OWL6 est d'autant plus forte que la succion appliquée est élevée. Le deuxième groupe de courbes correspond aux essais où la succion imposée est supérieure à 2 MPa, ces courbes de compressibilité traversant la courbe de l'essai OWL6 sans la rejoindre. La courbe de compressibilité obtenue dans le cas de l'essai OWL2 ($s = 4$ MPa) est particulière dans le sens où elle traverse la courbe de l'essai OWL6 mais les deux se rejoignent à partir d'une pression verticale appliquée de 550 kPa environ.

Lors de l'humidification, deux phases de gonflement peuvent être identifiées (Fig. 7). Dans le cadre des essais présentés ici, la limite entre ces deux phases peut être fixée à une succion comprise entre 4 et 2 MPa environ. En effet, lorsque la succion est réduite de 4 à 2 MPa le gonflement augmente de 4 à 5 % alors que lorsque la succion est diminuée de 2 MPa jusqu'à 1,2 MPa, la valeur du gonflement passe de 5 à 10 % environ. La phase de faible gonflement pourrait s'expliquer par un comblement progressif des vides de l'éprouvette, le gonflement macroscopique devenant très important lorsqu'il ne reste plus de vides disponibles à l'intérieur de l'éprouvette.

Ces données peuvent être comparées à la variation de la pression $p_0(s)$ avec la succion afin d'évaluer l'influence du gonflement sur ce paramètre (Fig. 7). On constate que dans la phase de faible gonflement que la pression $p_0(s)$ diminue de 1 000 à 200 kPa alors que le gonflement est limité. Ce point montre l'importance des phénomènes microscopiques sur le comportement mécanique d'un matériau gonflant. On assiste à une stabilisation de la pression $p_0(s)$ au-dessus d'une succion de 38,9 MPa (Tableau IV).

La pente κ diminue lorsque la succion augmente (Fig. 8). La pente $\lambda(s)$ varie de façon non monotone avec la succion. En effet, entre une succion de 4 MPa et 287,9 MPa la pente $\lambda(s)$ diminue lorsque la succion augmente. Entre 0 et 4 MPa, la pente $\lambda(s)$ est quasi constante et égale à la pente $\lambda(s)$ lorsque la succion est nulle (essai OWL6). Or, dans la plupart des données existantes dans la bibliographie, la pente $\lambda(s)$ est supposée diminuer avec l'augmentation de succion puis atteindre dans le domaine des très fortes succions une valeur constante (Alonso *et al.*, 1999; Gens et Alonso, 1992).

TABLEAU IV Paramètres hydromécaniques des éprouvettes utilisées.
Compressibility parameters of the tested samples.

Essai	Succion appliquée (MPa)	$\Delta H/H$ (%)	κ	$\lambda(s)$	$p_0(s)$ (kPa)
SDL5	287,9	-3,1	0,005	0,09	1 200
SDL4	150,6	-2,1	0,01	0,14	1 200
SDL3	83,6	-1,7	0,03	0,24	1 200
SDL2	38,9	-0,4	0,03	0,26	1 150
SDL1	20,5	0	0,03	0,27	1 000
SWL1	8,5	0,5	0,03	0,31	450
OWL1	8,5	1,2	0,03	0,31	370
OWL2	4	3,9	0,03	0,30	200
OWL3	2	4,5	0,03	0,25	110
OWL4	1,2	9,5	0,03	0,23	65
OWL5	0,5	10,4	0,06	0,23	65
OWL6	0	17,2	0,07	0,23	55

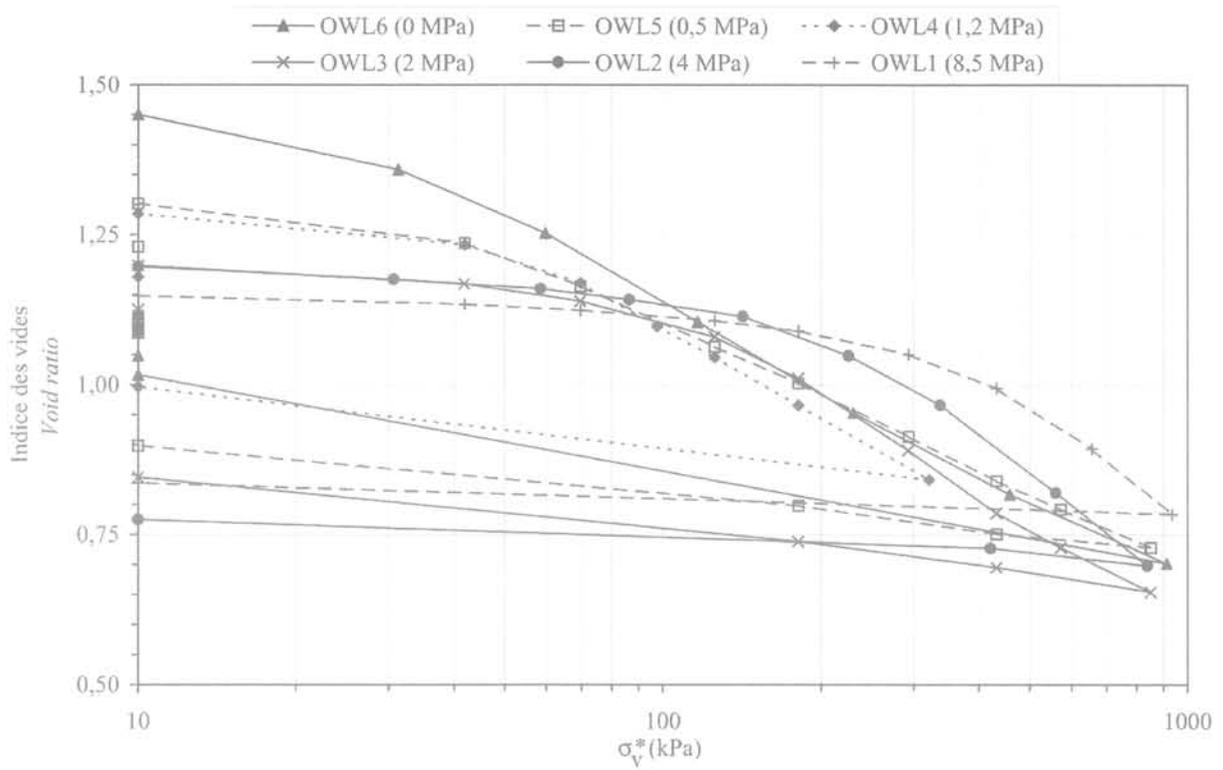


FIG. 5 Compressibilité en fonction de la suction appliquée (œdomètre osmotique).
Compressibility as a function of the applied suction (osmotic oedometer).

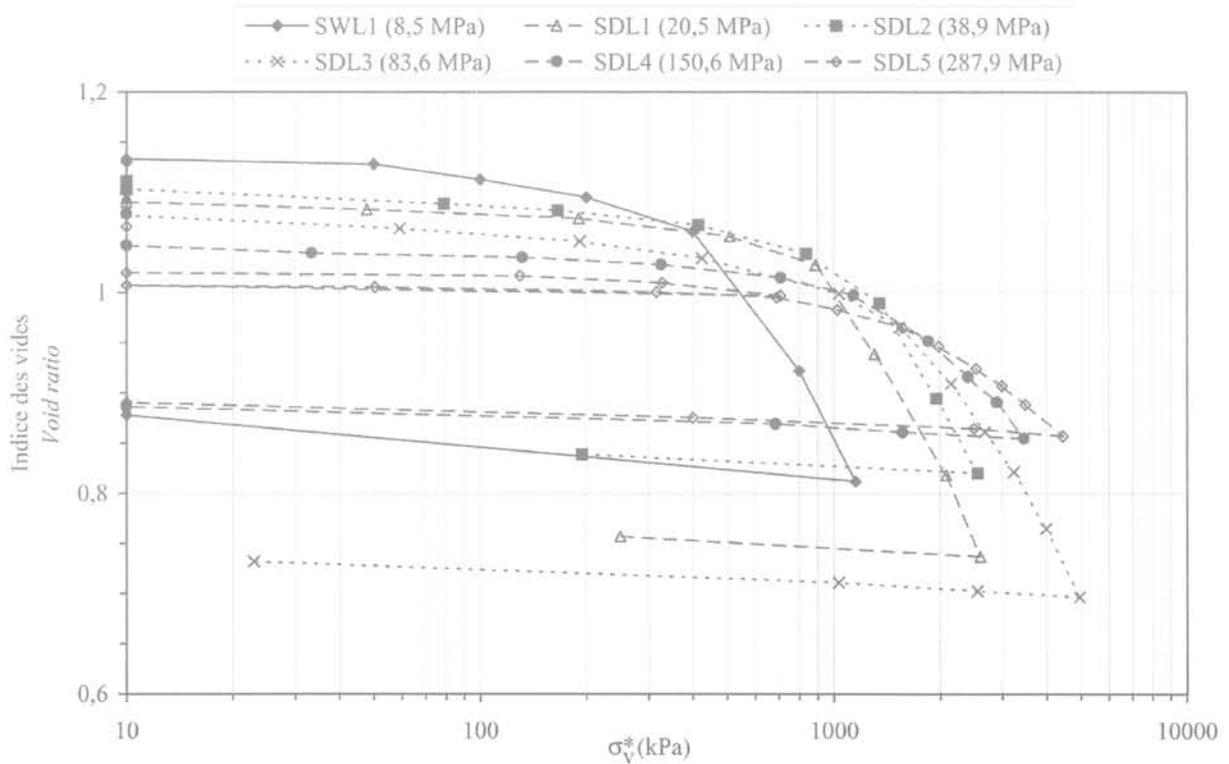


FIG. 6 Compressibilité en fonction de la suction appliquée (œdomètre à solutions salines).
Compressibility as a function of the applied suction (salt solutions oedometer).

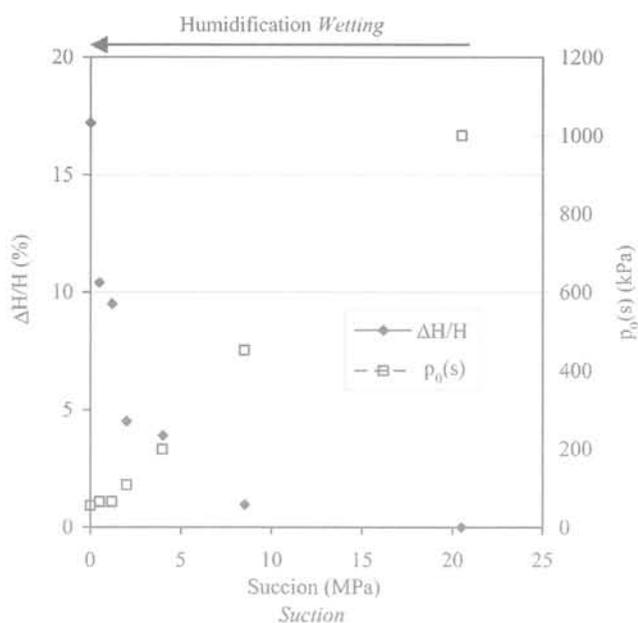


FIG. 7 Gonflement et pression de préconsolidation apparente lors de l'humidification. Swelling and apparent preconsolidation pressure during wetting.

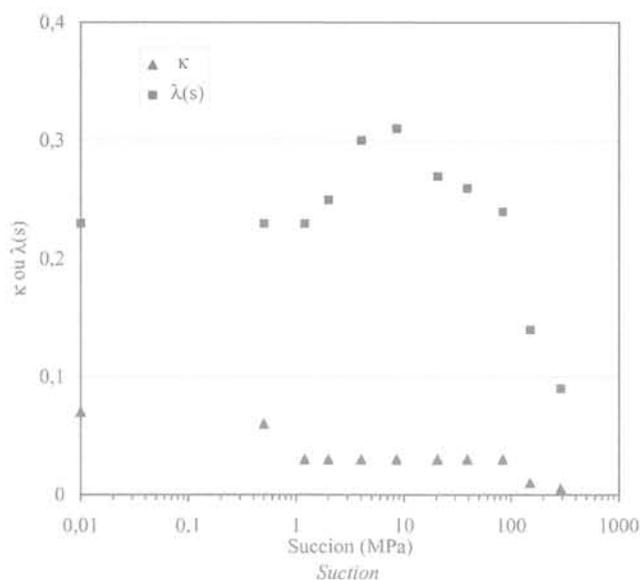


FIG. 8 Pentes de compression élastique et plastique. Elastic and plastic compression slopes.

Un comportement similaire à celui mis en évidence sur le mélange a été observé notamment par Wheeler & Sivakumar (1995) qui travaillaient sur un kaolin et Geiser (1999) qui utilisait un limon, c'est-à-dire deux matériaux non gonflants. A partir du même kaolin, Sivakumar et Wheeler (2000) et Wheeler et Sivakumar (2000) ont montré que ce comportement particulier disparaissait lorsque l'énergie de compactage était augmentée, l'évolution de la pente $\lambda(s)$ avec la suction étant alors identique aux données classiques existantes. Les auteurs supposent que le paramètre $\lambda(s)$ dépend de la

structure initiale interne des éprouvettes testées qui est fonction de la pression et de la teneur en eau ayant servi pour le compactage des éprouvettes. Geiser (1999) remarque que le pic observé sur la courbe $\lambda(s)$ en fonction de la suction correspond au point d'entrée d'air du matériau.

Ces résultats montrent que le comportement du matériau étudié change de manière significative de part et d'autre d'une suction de 4 MPa. Dans ce contexte, afin d'évaluer la corrélation entre comportement mécanique et structure pour le matériau gonflant employé, une étude microscopique de la structure des éprouvettes a été entreprise.

5

Étude de la structure interne des éprouvettes

Dans cette partie, les résultats de l'étude de la structure interne des éprouvettes en fonction de leur état hydrique sont présentés. Ces observations sont ensuite comparées au comportement mécanique mis en évidence précédemment.

5.1

Préparation des lames minces

La technique de préparation retenue consiste à faire pénétrer, en plusieurs étapes, à l'intérieur de fragments d'éprouvette une résine époxy. L'infiltration de cette résine se déroule selon les étapes suivantes :

- prélèvement de fragments d'éprouvette qui sont ensuite disposés dans de la gélose liquéfiée par un chauffage préalable (température $< 50\text{ }^{\circ}\text{C}$). Cette gélose se solidifie en refroidissant, ce qui permet d'éviter les variations de volume du fragment lors des phases de préparation ultérieures et les modifications de structure ;
- introduction du fragment dans une solution d'acétone diluée avec de l'eau, l'acétone ayant tendance à pénétrer dans le sol maintenu par la gélose. Cette étape est répétée plusieurs fois, la concentration en acétone étant augmentée progressivement jusqu'à obtenir une solution d'acétone pure ;
- introduction des fragments dans une solution d'acétone et de résine époxy (faible concentration de résine). Suivant le même principe que précédemment, la concentration en résine est augmentée progressivement jusqu'à 100 % ;
- polymérisation de la résine époxy par chauffage et préparation des lames minces.

Cette résine, une fois polymérisée, permet de « fixer » la structure interne des éprouvettes en durcissant. Cette technique autorise la réalisation de lames minces de notre matériau suffisamment fines pour être exploitables en microscopie optique (Foster et De, 1971). Avec cette méthode on peut considérer que la structure interne de l'éprouvette n'est pas perturbée de manière significative lors de la préparation (Kim *et al.*, 1995 ; Elsass *et al.*, 1998).

La structure interne des éprouvettes a été étudiée sous trois succions différentes : 0 MPa, 4 MPa et la suction initiale (20 MPa). Trois éprouvettes ont été préparées à une teneur en eau initiale voisine de 15 % dont deux directement dans les œdomètres osmotiques. Ces deux dernières éprouvettes ont ensuite été humidifiées

en plusieurs paliers, chacune jusqu'à une succion différente (0 et 4 MPa). La valeur de 4 MPa a été choisie car elle est proche de la valeur du point d'entrée d'air estimé et elle correspond à la succion à partir de laquelle la réduction de succion provoque un gonflement significatif. Durant l'humidification, le gonflement était libre dans la direction verticale. Un fragment a été prélevé sur chacune des trois éprouvettes, puis préparé pour l'observation microscopique.

5.2

Observations microscopiques

Les résultats obtenus sont donnés sur les figures 9, 10 et 11. L'état initial (Fig. 9), avec une succion comprise entre 20 et 25 MPa, est caractérisé par l'existence de macropores, qui individualisent des agrégats associant minéraux argileux et autres constituants du sol. Ceci correspond typiquement à une double structure. L'éprouvette préparée à une succion de 4 MPa montre une structure interne relativement similaire à ce qui est observé à l'état initial avec cependant une diminution importante de la taille des macropores ainsi que de leur nombre. L'éprouvette préparée à une succion de 0 MPa possède en revanche une structure totalement différente, la totalité des macropores ayant disparu l'éprouvette est composée d'une matrice argileuse homogène dans laquelle il est difficile d'identifier des pores.

On observe donc un comblement progressif des macropores au cours de l'humidification. Cette étude permet de confirmer que la phase de faible gonflement correspond bien au comblement des macropores par les particules argileuses en cours d'expansion, phénomène aussi observé par Cui *et al.* (2002) sur une argile gonflante mais dans des essais réalisés à volume constant. On peut supposer que tant que le sol se situe dans cette phase de faible gonflement, le matériau a une double structure qui doit donc disparaître lorsque le gonflement macroscopique devient significatif, c'est-à-dire entre 4 et 2 MPa. Au-dessous de 2 MPa, la structure interne de l'éprouvette doit être assez proche de ce qui est observé à 0 MPa (Fig. 11).

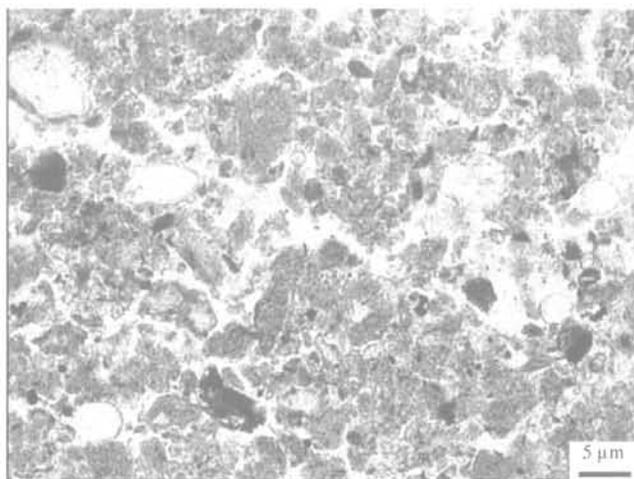


FIG. 9 Structure interne d'une éprouvette après compactage ($s = 20/25$ MPa) sur lame mince (microscope optique).
Internal structure of a sample thin section after compaction ($s = 20/25$ MPa) (light microscope).

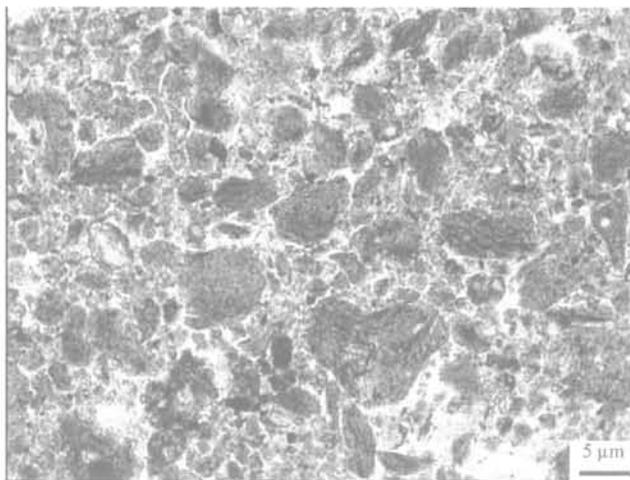


FIG. 10 Structure interne d'une éprouvette sous une succion de 4 MPa sur lame mince (microscope optique).
Internal structure of a sample thin section under a suction of 4 MPa (light microscope).

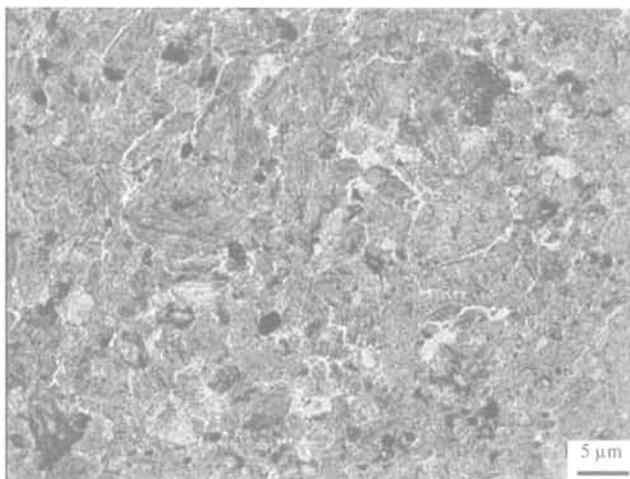


FIG. 11 Structure interne d'une éprouvette sous une succion de 0 MPa sur lame mince (microscope optique).
Internal structure of a sample thin section under a suction of 0 MPa (light microscope).

5.3

Discussion

Cette étude de la structure interne des éprouvettes en fonction de leur état hydrique permet de constater que les deux domaines de comportement mécanique mis en évidence sont chacun associés à une structure particulière du matériau. A partir de cette observation, il est possible d'avancer quelques hypothèses sur la relation entre comportement mécanique et structure interne. L'augmentation de la pente $\lambda(s)$ qui traduit une augmentation de la compressibilité lorsque la succion est diminuée de 287,9 à 4 MPa serait le résultat de l'augmentation de la compressibilité des agrégats qui s'humidifient et gonflent. Ce gonflement des agrégats entraîne une modification des contacts entre chacun d'eux, ce qui est à l'origine de la réduction de la pression $p_0(s)$ dans cette gamme de succion. Dans le domaine des succions comprises entre 4 et 0 MPa, il est

possible que le comportement hydromécanique du mélange soit gouverné par les interactions entre les particules argileuses. Cette hypothèse semble confirmée par les résultats de Guiras-Skandaji (1996) qui a travaillé sur la bentonite pure, les éprouvettes étant préparées suivant la même procédure que celle utilisée ici. La valeur de la pente $\lambda(s)$ sous une succion nulle pour la bentonite pure déterminée par cet auteur est en effet identique à la valeur de $\lambda(s)$ du mélange pour une succion nulle (essai OWL6).

Ces résultats permettent de montrer que le comportement mécanique de ce matériau est fortement corrélé à sa structure interne, qui est donc un élément essentiel pour la compréhension du comportement hydromécanique des sols gonflants compactés.

7

Conclusion

Cette étude a tout d'abord permis la validation de deux œdomètres à succion contrôlée utilisant la technique des solutions salines saturées et la méthode osmotique. Les essais conduits ont permis de montrer l'importance de la technique d'imposition de la succion sur le comportement mécanique du matériau testé lorsque la succion imposée au cours du chargement mécanique est de 8,5 MPa. L'utilisation combinée des deux techniques semble sujette à quelques précautions, elle pourrait être entreprise lorsque la composante osmotique du matériau est suffisamment limitée.

Ensuite, une étude du comportement hydromécanique d'un matériau gonflant compacté a été réalisée dans le domaine des succions entre 0 et 287,9 MPa. Elle a permis de montrer que les paramètres hydromécaniques d'un sol gonflant variaient de manière non monotone sur l'ensemble de la gamme de succion. L'étude présentée a permis de montrer que la structure interne du matériau change de manière importante avec sa succion, ces changements étant fortement corrélés au comportement hydromécanique macroscopique du matériau, tant au niveau de ses propriétés mécaniques ($\lambda(s)$, $p_0(s)$) que de ses caractéristiques hydriques (courbe de rétention).

L'ensemble de cette étude démontre l'extrême sensibilité des propriétés hydromécaniques des sols gonflants à toute variation de succion. La mise en œuvre de ces matériaux gonflants étant envisagée dans des contextes d'utilisation très sensibles, il semble important de poursuivre les investigations entreprises. Celles-ci devront porter sur une meilleure définition des couplages hydromécaniques à partir de la réalisation d'essais comportant plusieurs cycles hydriques d'amplitudes variables, sous différentes contraintes verticales ainsi que des états initiaux des éprouvettes variables.

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier pour les expériences d'observation microscopique Monsieur Bartoli, Directeur de Recherche au CNRS, et Madame Villemin, Ingénieure de Recherche au CNRS, appartenant tous deux au Laboratoire Sol et Environnement, UMR 1120, ENSAIA-INPL, Nancy, France.

Bibliographie

- AFNOR NF X 15-119 – *Mesure de l'humidité de l'air*. 1999, 22 p.
- Al-Mukhtar M., Qi Y., Alcover J.F., Bergaya F. – « Oedometric and water retention behavior of highly compacted unsaturated smectites ». *Revue canadienne de géotechnique*, vol. 36, 1999, p. 675-684.
- Alonso E.E., Gens A., Hight D.W. – « Special problem soils ». General report, *Proc. of the 9th European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1987, p. 5.1-5.60.
- Alonso E.E., Gens A., Josa A. – « A constitutive model for partially saturated soils ». *Géotechnique*, n° 40, 1990, p. 405-430.
- Alonso E.E., Vaunat J., Gens A. – « Modeling the mechanical behaviour of expansive clays ». *Engineering Geology*, vol. 54, 1999, p. 173-183.
- ASTM D 4546-90. – « One-dimensional swell or settlement potential of cohesive soils ». Vol. 4.08, 1995a, p. 693-699.
- ASTM D 5298-94. – « Measurement of soil potential (suction) using filter paper ». Vol. 4.09, 1995b, p. 154-159.
- Blatz J., Graham J. – « A system for controlled suction in triaxial tests ». *Géotechnique*, vol. 50, 2000, p. 465-478.
- Coleman J.D. – « Stress-strain relations for partly saturated soils ». *Géotechnique*, vol. 12, 1962, p. 348-350.
- Cui Y.J. – *Étude du comportement d'un limon compacté non saturé et de sa modélisation dans un cadre élastoplastique*. Thèse de l'ENPC, 1993, 280 p.
- Cui Y.J., Loiseau C., Delage P. – « Microstructure of a confined swelling soil due to suction controlled hydration ». *Proc. 3rd Int. Conf. on Unsaturated Soils*, Recife, Brésil, vol. 2, 2002, p. 593-598.
- Cuisinier O. – *Comportement hydromécanique des sols gonflant compactés*. Thèse de l'INPL, 2002, 200 p.
- Cuisinier O., Masroufi F. – « Study of the hydromechanical behaviour of a swelling soil from low to very high succions ». *6th Int. Workshop on Key Issues in Waste Isolation Research*, Paris, 2001, p. 61-70.
- Cuisinier O., Masroufi F. – « Comportement hydromécanique d'un sol gonflant sous très fortes succions ». *Comptes rendus Mécanique*, vol. 331, 2003, p. 203-210.
- Delage P., Howat M. D., Cui Y.J. – « The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay ». *Engineering Geology*, vol. 50, 1998, p. 31-48.
- Delage P., Lefebvre G. – « Study of the structure of a sensitive Champlain clay and of its evolution during consolidation ». *Revue canadienne de géotechnique*, vol. 21, 1984, p. 21-35.
- Elsass F., Beaumont A., Pernes M., Jaunet A.M., Tessier D. – « Changes in layer organization of Na- and Ca-exchanged smectites during solvent exchanges for embedment resin ». *The Canadian Mineralogist*, vol. 36, 1998, p. 1475-1483.
- Foster R.H., De P.K. – « Optical and electron microscopic investigation of shear induced structures in lightly consolidated (soft) and heavily consolidated (hard) kaolinite ». *Clays and Clay Minerals*, vol. 42, 1971, p. 31-47.
- Fredlund D.G., Morgenstern N.R. – « Stress state variables for unsaturated soils ». *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 103, 1977, p. 447-466.
- Fredlund D.G., Rahardjo H. – *Soils mechanics for unsaturated soils*. John Wiley & Sons, 1993, 517 p.
- Gasc-Barbier M., Cosenza P., Goreychi M., Chanchole S., Tessier D. – « Conception d'un essai triaxial à succion contrôlée : mesure des déformations ». *Comptes rendus de l'Académie des sciences, sciences de la terre et des planètes*, vol. 330, 2000, p. 97-103.
- Geiser F. – *Comportement mécanique d'un limon non saturé. Étude expérimentale et modélisation constitutive*. Thèse de l'EPFL, Suisse, 1999, 224 p.
- Gens A., Alonso E.E. – « A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays ». *Revue canadienne de géotechnique*, vol. 29, 1992, p. 1013-1032.

- Guillot X., Bergaya F., Al-Mukhtar M., Fleureau J.M. – « Influence of stress and suction on volume changes and microtexture of a Ca-smectite ». *Int. Symp. on Suction, Swelling, Permeability and Structure of Clays*, 2001, p. 147-152.
- Guiras-Skandaji H. – *Déformabilité des sols argileux non saturés : étude expérimentale et application à la modélisation*. Thèse de l'INPL, 1996, 315 p.
- Kassif G., Ben Shalom A. – « Experimental relationship between swell pressure and suction ». *Géotechnique*, vol. 21, 1971, p. 245-255.
- Kim J.W., Peacor D.R., Tessier D., Elsass F. – « A technique for maintaining texture and permanent expansion of smectites interlayers for TEM observations ». *Clays and Clay Minerals*, vol. 43, 1995, p. 51-55.
- Lide D.R. (ed). – *Handbook of chemistry and physics*. CRC press., 2002, 82^e ed., p. 8.108-8.116 et 15.25-15.26.
- Matyas E.L., Radhakrishna H.S. – « Volume change characteristics of partially saturated soils ». *Géotechnique*, vol. 18, 1968, p. 432-448.
- Qi Y., Al-Mukhtar M., Alcover J.F., Bergaya F. – « Coupling analysis of macroscopic and microscopic behaviour in highly consolidated Na-laponite clays ». *Applied Clay Science*, vol. 11, 1996, p. 185-197.
- Oteo Mazo C., Saez Auñon J., Esteban F. – « Laboratory tests and equipment with suction control ». Alonso & Delage (eds), *Proc. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils*, Paris, vol. 3, 1995, p. 1509-1515.
- Richards L.A. – « Capillary conduction of liquids through porous medium ». *Physics*, vol. 1, 1935, p. 318-333.
- Robinet J.C., Pasquiou A., Jullien A., Belanteur N., Plas F. – « Expériences de laboratoire sur le comportement thermo-hydro-mécanique de matériaux argileux remaniés gonflants et non gonflants ». *Revue française de géotechnique*, n° 81, 1997, p. 53-80.
- Sivakumar V., Wheeler S.J. – « Influence of compaction procedure on the mechanical behaviour of an unsaturated compacted clay ». Part 1: « Wetting and isotropic compression ». *Géotechnique*, vol. 50, 2000, p. 359-368.
- Vicol T. – *Comportement hydraulique et mécanique d'un sol fin non saturé. Application à la modélisation*. Thèse de l'ENPC, 1990, 257 p.
- Villar M.V. – « First results of suction controlled oedometer tests in highly expansive montmorillonite ». *Proc. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils*, Paris, vol. 1, 1995, p. 207-213.
- Villar M.V., Martín P.L. – « Suction-controlled oedometer tests in montmorillonite clay: preliminary results ». *Engineering Geology of Waste Disposal*, vol. 11, 1996, p. 309-312.
- Wheeler S.J., Sivakumar V. – « An elastoplastic critical state framework for unsaturated soil ». *Géotechnique*, vol. 45, 1995, p. 35-53.
- Wheeler S.J., Sivakumar V. – « Influence of compaction procedure on the mechanical behaviour of an unsaturated compacted clay ». Part 2: « Shearing and constitutive modelling ». *Géotechnique*, vol. 50, 2000, p. 369-376.
- Williams J., Shaykewich C.F. – « An evaluation of polyethylene glycol (PEG) 6 000 and PEG 20 000 in the osmotic control of soil water matric potential ». *Canadian Journal of Soil Science*, vol. 49, 1969, p. 397-401.

Identification en géotechnique par une méthode basée sur le théorème des travaux virtuels

D. DENG

Département des CGM
Mines
École polytechnique
de Montréal
CP 6079
Succ. Centre-ville
Montréal Qc
Canada H3C 3A7

D. NGUYEN-MINH

Laboratoire de Mécanique
des Solides
École polytechnique
91128 Palaiseau France

Résumé

Une nouvelle méthode de rétro-analyse basée sur le théorème des travaux virtuels a été proposée, avec l'établissement d'un nouveau critère d'identification, la minimisation d'une fonction erreur basée sur le théorème des travaux virtuels. La méthode est simple et facile à programmer, tout en étant efficace et robuste. Elle permet d'identifier les paramètres mécaniques du matériau et les paramètres du chargement, et s'applique aux problèmes non linéaires élastoplastiques. L'application de la méthode au cas réel illustre sa faisabilité pratique en géotechnique.

Mots-clés : identification de paramètres, rétro-analyse, caractérisation, problème inverse, théorème des travaux virtuels, géotechnique.

Identification in geotechnical engineering by a method based on the virtual work principle

Abstract

A new back analysis method based on the virtual work principle is proposed, with establishment of a new identification criterion, the minimization of the error on the virtual work principle. This method is simple and easy to program, efficient and robust. It allows to identify mechanical and loading parameters, and can be applied to non linear elasto-plastic problems. Application of this method to a history case illustrate its practical feasibility in geotechnical engineering.

Key words : parameter identification, back-analysis, characterization, inverse problem, virtual work principle, geotechnical engineering.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 31 décembre 2004.

Introduction

Des moyens de calcul numérique variés sont couramment appliqués dans la pratique de l'ingénieur pour le dimensionnement des structures en géotechnique tels que tunnels, cavités souterraines, excavations minières, pentes, fondations de barrage, etc. Néanmoins, prédire le comportement mécanique des structures avec une précision suffisante n'est pas un travail facile. La fiabilité de la prédiction dépend entièrement de la précision des données d'entrée utilisées dans l'analyse. Malheureusement, il est extrêmement difficile de déterminer quantitativement, de manière suffisamment précise, les structures géologiques, les propriétés géomécaniques des matériaux *in situ*, l'état des contraintes initiales, etc. On observe donc souvent une différence entre le comportement réel des structures et la prédiction, même si des investigations géologiques, hydrogéologiques et géotechniques poussées, et des analyses complexes sur ordinateur ont été menées.

Pour surmonter cette difficulté, on peut utiliser des observations *in situ* pendant la construction des structures, pour réévaluer les données d'entrée des paramètres géologiques et géomécaniques. Une technique appelée rétro-analyse est à la clé de cette démarche. Elle peut permettre de diminuer l'écart entre prédiction et réalité par un étalonnage des paramètres (Sakurai, 1993).

La méthode de rétro-analyse a été introduite et développée en géotechnique il y a plus d'une vingtaine d'années (Gioda et Jurina, 1981; Cividini *et al.*, 1981; Sakurai et Takeuchi, 1983; Gioda et Sakurai, 1987; Akutagawa, 1991; Yang, 1996). Mais il reste encore beaucoup d'améliorations à attendre, surtout pour les problèmes non linéaires.

En général, la rétro-analyse applique le même modèle numérique que celui utilisé lors de l'analyse des contraintes dans un processus itératif d'optimisation. La procédure d'itération permet de corriger des valeurs d'essai des paramètres inconnus de sorte que l'écart

$$F = \left\{ \sum_{i=1}^n [u_i(\mathbf{P}) - u_i^*]^2 \right\}^{1/2} \quad (1)$$

entre les mesures u_i^* et les valeurs calculées u_i soit minimisé (\mathbf{P} est le vecteur de paramètres à identifier, n est le nombre des mesures). L'équation (1) est la fonction d'erreur (ou fonctionnelle coût) du problème de minimisation.

Comme l'expression analytique de l'écart F ne peut pas être définie, l'algorithme de minimisation ne doit pas exiger l'évaluation analytique du gradient de la fonction (Cividini *et al.*, 1981). Même si le problème est linéaire, l'écart F défini par l'équation (1) est une fonction non linéaire complexe des quantités inconnues (Sakurai *et al.*, 1994).

En général, des algorithmes utilisant des dérivés de la fonction d'erreur sont réputés être plus efficaces que ceux qui se sont basés seulement sur des valeurs de la fonction d'erreur (Press *et al.*, 1992; Ledesma *et al.*, 1996). Il est donc important de noter que l'efficacité de la rétro-analyse dépend largement du choix de la fonctionnelle coût. Récemment, on a cherché à établir de nouveaux critères d'identification dont les dérivées par rapport aux inconnues sont explicites. Par exemple, une

méthode d'identification des modules élastiques des milieux continus fondée sur la minimisation sur l'erreur en loi de comportement a été proposée dans Constantinescu (1994).

Pour des problèmes non linéaires élastoplastiques, un nouveau critère d'identification basé sur le théorème des travaux virtuels, ainsi qu'une nouvelle méthode de rétro-analyse sont proposés dans ce travail.

Principe de la méthode

Pour présenter la nouvelle méthode de rétro-analyse, on doit définir deux modèles: un modèle de référence qui est la modélisation du problème réel (problème direct), et un modèle modifié qui est le problème traité avec des paramètres inconnus dans le système et qui inclut les mesures imposées sur la frontière (problème inverse). Par comparaison entre ces deux modèles, une méthode de rétro-analyse peut être obtenue.

Modèle de référence

Une structure occupant le domaine Ω de frontière Γ (Fig. 1), est caractérisé à l'instant $t = 0$ par son état initial. Pendant un intervalle de temps $[0, t_f]$, la structure subit une évolution suivant un certain trajet de chargement, qui se traduit par une histoire des conditions aux limites. Si la loi de comportement de la structure est bien identifiée, on peut alors calculer tous les champs mécaniques dans la structure pendant l'intervalle de temps $[0, t_f]$, et en particulier à l'état final t_f .

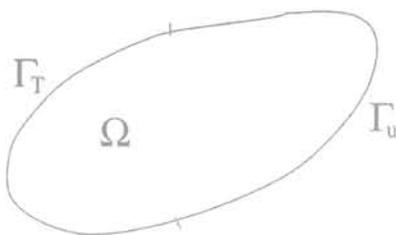


FIG. 1 Modèle de référence.
Reference model.

Précisons maintenant les hypothèses effectuées ainsi que les notations. On se place dans le cadre de petites perturbations isothermes et quasistatiques. On définit $\mathbf{u}(\chi, t)$, $\boldsymbol{\varepsilon}(\chi, t)$ et $\boldsymbol{\sigma}(\chi, t)$ les champs de déplacements, de déformations et de contraintes respectivement, qui dépendent du point $\chi \in \Omega$ et du temps $t \in [0, t_f]$.

L'état initial, considéré comme l'état de référence pour les déplacements, est l'état naturel défini par

$$\begin{cases} \mathbf{u}(\chi, 0) = 0 \\ \boldsymbol{\sigma}(\chi, 0) = \boldsymbol{\sigma}_0 \end{cases} \quad \chi \in \Omega \quad (2)$$

Soit \mathbf{n} , la normale à Γ extérieure à Ω . La frontière Γ est partitionnée en deux sous-ensembles Γ_u et Γ_T disjoints avec Γ_u non nul, les déplacements étant imposés sur Γ_u et les efforts extérieurs $\mathbf{T}(\chi, t)$ étant imposés sur Γ_T . Les équations du problème d'évolution seront écrites sur les dérivées temporelles des champs mécaniques, notées $(\dot{\cdot})$.

Le champ des déplacements doit être cinématiquement admissible avec la condition aux limites sur la frontière Γ_u :

$$\begin{cases} \dot{\varepsilon}(x, t) = \frac{1}{2}(\nabla \dot{\mathbf{u}}(x, t) + \nabla^T \dot{\mathbf{u}}(x, t)) & x \in \Omega \quad t \in [0, t_f] \\ \dot{\mathbf{u}}(x, t) = \dot{\mathbf{u}}^d(x, t) & x \in \Gamma_u \quad t \in [0, t_f] \end{cases} \quad (3)$$

Le champ des contraintes doit être statiquement admissible avec la condition aux limites sur la frontière Γ_T :

$$\begin{cases} \text{div } \hat{\sigma}(x, t) + \rho \hat{\mathbf{f}}(x, t) = 0 & x \in \Omega \quad t \in [0, t_f] \\ \hat{\sigma}(x, t) \cdot \mathbf{n} = \hat{\mathbf{T}}^d(x, t) & x \in \Gamma_T \quad t \in [0, t_f] \end{cases} \quad (4)$$

ρ étant la masse volumique, $\hat{\mathbf{f}}$ étant la force massique.

Les données \mathbf{u}^d et \mathbf{T}^d satisfont initialement

$$\begin{cases} \mathbf{u}^d(x, 0) = 0 & x \in \Gamma_u \\ \mathbf{T}^d(x, 0) = \sigma_0 \cdot \mathbf{n} & x \in \Gamma_T \end{cases} \quad (5)$$

On note $\mathbf{T}_0 = \mathbf{T}^d(x, 0)$ dans la suite du texte.

L'état initial (2), les conditions cinématiques (3) et les conditions statiques (4), définissent un problème d'évolution bien posé (modèle de référence), c'est-à-dire dont la solution pour le couple (σ, ε) existe et est unique dans Ω .

Pour simplifier l'écriture, on suppose

$$\begin{cases} \mathbf{u}^d(x, t) = 0 & x \in \Gamma_u, \quad t \in [0, t_f] \\ \hat{\mathbf{f}}(x, t) = 0 & x \in \Omega, \quad t \in [0, t_f] \end{cases} \quad (6)$$

c'est un cas très général en géotechnique.

Notons $\mathbf{u}_r, \varepsilon_r$ et σ_r les solutions du modèle de référence (solutions réelles) à l'instant t_r avec la force extérieure \mathbf{T}_{tr} . En prenant \mathbf{u}_r et ε_r respectivement comme champ de déplacement virtuel et champ de déformation virtuel, on applique le théorème des travaux virtuels (TTV) pour les champs de contrainte σ_r , on obtient la formule suivante :

$$\int_{\Omega} (\sigma_r - \sigma_0) : \varepsilon_r dx - \int_{\Gamma_T} (\mathbf{T}_{tr} - \mathbf{T}_0) \cdot \mathbf{u}_r dx = 0 \quad (7)$$

Cette équation est toujours vérifiée pour les solutions réelles et est indépendante de la loi de comportement.

2.2

Modèle modifié

Dans le problème inverse que nous considérons, le domaine Ω et les sous-ensembles Γ_T et Γ_u de Γ sont déterminés, de même que l'intervalle de temps $[0, t_f]$. L'état initial est l'état naturel (2). En revanche, on ne connaît pas certains paramètres de la loi de comportement du matériau et/ou certains paramètres de chargement, et on suppose qu'on dispose de mesures du déplacement dans l'état final, notées \mathbf{u}^m , sur une partie Γ_T^u de $\Gamma_T \subset \Gamma_T$ (Fig. 2).

$$\mathbf{u}(x, t_f) = \mathbf{u}^m \quad x \in \Gamma_T^u \quad (8)$$

Ainsi, le domaine Ω de la structure dans le modèle modifié reste identique à celui du modèle de référence, mais ses conditions aux limites ont été modifiées pour

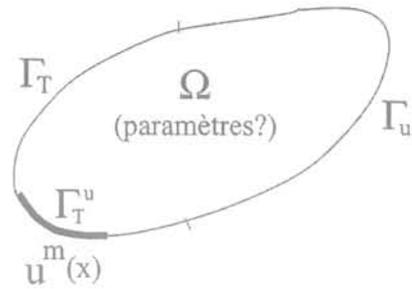


FIG. 2 Modèle modifié.
Modified model.

tenir compte des observations. La frontière des déplacements donnés pour le modèle modifié à l'instant t_f est changée en $(\Gamma_T \cup \Gamma_T^u)$, et celle relative aux forces est donc devenue $(\Gamma_T \setminus \Gamma_T^u)$. Le problème modifié est défini comme suit :

$$\begin{cases} \dot{\varepsilon}(x, t) = \frac{1}{2}(\nabla \dot{\mathbf{u}}(x, t) + \nabla^T \dot{\mathbf{u}}(x, t)) & x \in \Omega \quad t \in [0, t_f] \\ \text{div } \hat{\sigma}(x, t) = 0 & x \in \Omega \quad t \in [0, t_f] \\ \hat{\sigma}(x, t) \cdot \mathbf{n} = \hat{\mathbf{T}}^d(x, t) & x \in (\Gamma_T \setminus \Gamma_T^u) \quad t \in [0, t_f] \\ \mathbf{u}(x, t_f) = \mathbf{u}^m & x \in \Gamma_T^u \end{cases} \quad (9)$$

avec la loi de comportement définie dans le modèle de référence.

2.3

Principe de la rétro-analyse

L'objet de la rétro-analyse est l'identification des paramètres mécaniques du matériau, et des paramètres de chargement, de manière à ce que ces paramètres soient compatibles avec les efforts imposés sur Γ_T , ainsi qu'avec les déplacements finaux \mathbf{u}^m observés sur Γ_T^u .

La résolution du modèle modifié, pour des valeurs arbitraires données des paramètres inconnus et des déplacements \mathbf{u}^m imposés, donne à l'instant t_f les solutions $\mathbf{u}_{tr}, \varepsilon_{tr}, \sigma_{tr}$ qui sont fonctions des paramètres inconnus. Ces solutions seraient compatibles avec les mesures données \mathbf{u}^m sur Γ_T^u et les efforts imposés sur $(\Gamma_T \setminus \Gamma_T^u)$, mais pas nécessairement avec les conditions aux limites du modèle de référence (avec les efforts imposés sur Γ_T).

Afin de tendre vers les solutions du modèle de référence, les paramètres inconnus dans le modèle modifié doivent être choisis de sorte que les champs de déplacements \mathbf{u} , de déformations ε et de contraintes σ des solutions du modèle modifié satisfassent au mieux aux conditions aux limites du modèle de référence.

Pour réaliser la rétro-analyse des paramètres \mathbf{P} , avec les conditions aux limites en force du modèle de référence, on définit sur le modèle modifié une erreur en TTV, écrit à l'instant t_f :

$$\mathbf{F}(\mathbf{P}, \mathbf{u}_{tr}, \varepsilon_{tr}, \sigma_{tr}) = \left[\int_{\Omega} (\sigma_{tr} - \sigma_0) : \varepsilon_{tr} dx - \int_{\Gamma_T} (\mathbf{T}_{tr} - \mathbf{T}_0) \cdot \mathbf{u}_{tr} dx \right]^2 \quad (10)$$

Le critère de la rétro-analyse est la minimisation de la fonctionnelle \mathbf{F} qui représente l'erreur en TTV. On souligne que $\mathbf{u}_{tr}, \varepsilon_{tr}, \sigma_{tr}$ sont solutions du modèle modi-

fié à l'instant t_r (avec des mesures imposées) et sont fonctions implicites des paramètres \mathbf{P} , $\mathbf{T}_{t_r} - \mathbf{T}_0$ sont les efforts extérieurs du modèle de référence, soit :

$$\mathbf{T}_{t_r} - \mathbf{T}_0 = (\boldsymbol{\sigma}_r - \boldsymbol{\sigma}_0) \cdot \mathbf{n} \text{ sur } \Gamma_T \quad (11)$$

Pour minimiser efficacement la fonctionnelle coût (10), on doit généralement chercher à en obtenir les dérivées par rapport aux paramètres inconnus. Mais il n'est pas facile d'obtenir ces dérivées analytiquement. D'après le principe de minimisation en utilisant les dérivées, on cherche les paramètres qui satisfont l'équation (12), cela rend l'erreur \mathbf{F} minimale (on a omis l'indice t_r pour simplifier l'écriture).

$$\int_{\Omega} (\boldsymbol{\sigma} - \boldsymbol{\sigma}_0) : \boldsymbol{\varepsilon} dx - \int_{\Gamma_T} (\mathbf{T} - \mathbf{T}_0) \cdot \mathbf{u} dx = 0 \quad (12)$$

On retrouve l'équation de base (12) que nous allons utiliser pour la rétro-analyse.

Les deux termes de l'équation (12) ont des interprétations physiques évidentes :

$$W = \int_{\Omega} (\boldsymbol{\sigma} - \boldsymbol{\sigma}_0) : \boldsymbol{\varepsilon} dx \quad (13)$$

est le travail des efforts intérieurs du modèle modifié dans le domaine Ω et

$$\Phi = \int_{\Gamma_T} (\mathbf{T} - \mathbf{T}_0) \cdot \mathbf{u} dx \quad (14)$$

est le travail des efforts extérieurs sur le champ $\boldsymbol{\varepsilon}$ du modèle modifié.

Imaginons que l'on puisse exprimer l'équation de base (12) sous une forme explicite des paramètres \mathbf{P} :

$$F(\mathbf{P}, \boldsymbol{\sigma}, \boldsymbol{\varepsilon}, \mathbf{u}) = 0 \quad (15)$$

Puisque les champs $\boldsymbol{\sigma}$, $\boldsymbol{\varepsilon}$ et \mathbf{u} sont fonctions des paramètres, cette expression fournit en effet une relation entre les valeurs des paramètres réactualisés \mathbf{P}^{n+1} et les précédentes \mathbf{P}^n , comme suit :

$$F(\mathbf{P}^{n+1}, \boldsymbol{\sigma}(\mathbf{P}^n), \boldsymbol{\varepsilon}(\mathbf{P}^n), \mathbf{u}(\mathbf{P}^n)) = 0 \quad (16)$$

n étant le nombre de pas du calcul.

En général, la résolution de l'équation (16) ressemble à un problème de type point fixe (Arnaudès et Fraysse, 1989), qui nécessite une procédure d'itération qu'on supposera converger. Comme la méthode est basée sur le TTV, elle revêt un caractère intrinsèque qui lui confère robustesse et permet son application à des problèmes non linéaires élastoplastiques. Comme une série de mesures donne seulement une relation entre les nouvelles valeurs des paramètres \mathbf{P} et les précédentes, on a besoin de N séries de mesures pour rétro-analyser N paramètres simultanément.

L'algorithme de la rétro-analyse pour un seul paramètre est établi comme suit :

- 1) donner la valeur initiale du paramètre p^0 ;
- 2) résoudre le problème modifié, avec les mesures données \mathbf{u}^m sur Γ_T^m , par exemple en utilisant un code d'éléments finis, obtenir les solutions $\boldsymbol{\sigma}^n$, $\boldsymbol{\varepsilon}^n$ et \mathbf{u}^n (n est le nombre d'itération) ;

3) calculer la nouvelle valeur du paramètre p^{n+1} en résolvant l'équation (16) avec une méthode numérique ou dans quelques cas avec une solution explicite ;

4) contrôler la convergence d'itération d'après un critère d'arrêt, par exemple par une tolérance de la différence entre la nouvelle valeur du paramètre et la précédente, si la tolérance n'est pas atteinte, retourner au deuxième pas avec la nouvelle valeur du paramètre.

Pour N paramètres à identifier, avec N mesures, on dispose de N problèmes modifiés. On peut ainsi établir l'algorithme général de la même manière, c'est un algorithme à directions alternées (Constantinescu, 1994).

3

Identification et validation

Dans ce qui suit, on donne quelques exemples d'expressions explicites des paramètres inconnus à partir de l'équation (15) utilisées pour rétro-analyser des paramètres mécaniques ou de chargement, et l'on valide la méthode sur des exemples numériques. Les « mesures expérimentales » sont les données issues d'un calcul direct numérique préliminaire.

3.1

Paramètres mécaniques

3.1.1

Paramètres élastiques du matériau

On considère un corps élastique qui occupe dans la configuration de référence le domaine régulier Ω , avec une loi de comportement du matériau élastique homogène linéaire.

Dans le cas isotrope, compte tenu de l'état initial, la loi de comportement donne

$$\boldsymbol{\sigma} - \boldsymbol{\sigma}_0 = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \text{tr} \boldsymbol{\varepsilon} \mathbf{I} + \frac{E}{1+\nu} \boldsymbol{\varepsilon} \quad (17)$$

E étant le module de Young du matériau, ν le coefficient de Poisson, \mathbf{I} le tenseur unitaire.

Compte tenu de cette équation, l'équation de base de rétro-analyse (12) devient

$$\frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \int_{\Omega} (\text{tr} \boldsymbol{\varepsilon})^2 dx + \frac{E}{1+\nu} \int_{\Omega} \boldsymbol{\varepsilon} : \boldsymbol{\varepsilon} dx - \Phi = 0 \quad (18)$$

Les valeurs réactualisées des paramètres élastiques peuvent être obtenues par la résolution de l'équation (18). Ainsi, pour la rétro-analyse du module de Young, on obtient une solution explicite :

$$E = \frac{\Phi}{\left(\frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \int_{\Omega} (\text{tr} \boldsymbol{\varepsilon})^2 dx + \frac{1}{1+\nu} \int_{\Omega} \boldsymbol{\varepsilon} : \boldsymbol{\varepsilon} dx \right)} \quad (19)$$

Pour la rétro-analyse de ν , on peut résoudre l'équation (18) du second degré en ν .

On peut de la même façon obtenir des expressions analytiques dans les cas de matériaux anisotropes.

Validation : identification du module de Young

Considérons une structure hypothétique élastique linéaire homogène isotrope occupant un domaine Ω (Fig. 3).

On fait d'abord un calcul direct, avec des paramètres élastiques du matériau donnés comme $E = 1 \times 10^5$, $\nu = 0,1$. Si les déplacements sur le bord BC du calcul direct sont utilisés comme données de mesure, la rétro-analyse du module de Young E est faite par itération. La figure 4 montre la convergence d'itération du module de Young E pour différentes valeurs initiales.

Après 3, 4 itérations le module calculé est à 5 % du module réel. La figure 5a illustre l'évolution de l'erreur F en théorème des travaux virtuels du module à identifier. Dans la procédure de rétro-analyse, la diminution de l'erreur en théorème des travaux virtuels est très rapide (voir figure 5b).

3.1.2

Paramètres plastiques du matériau

Considérons maintenant un matériau élastoplastique parfait, dont on recherche à identifier les paramètres plastiques P selon un critères de plasticité f :

$$f(\sigma, P) = 0$$

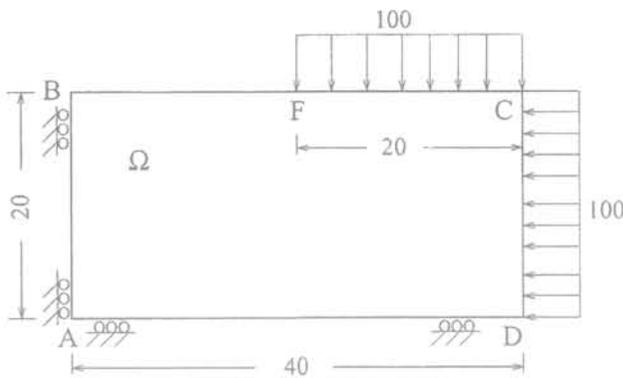


FIG. 3 Exemple numérique élastique. Numerical elastic example.

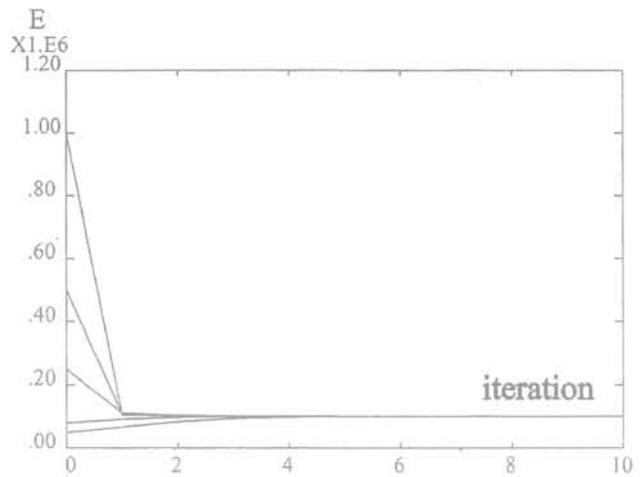
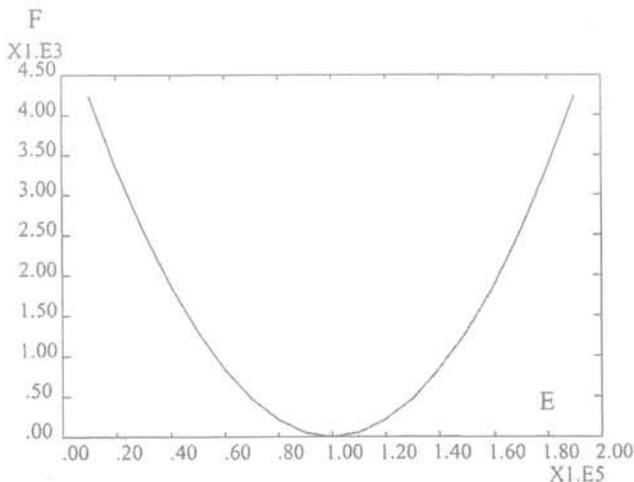


FIG. 4 Convergence du module d'Young E pour différentes valeurs initiales : exemple numérique élastique. Convergence of the Young's modulus E for different initial values : numerical elastic example.

Tenant compte du temps pour lequel apparaît la plasticité, on peut obtenir une relation explicite entre la solution σ et les paramètres de plasticité en utilisant le fait que le critère de plasticité est atteint.

Plus précisément, on procède comme suit : dans la résolution du problème modifié, on distingue la zone plastifiée Ω^p de la zone élastique Ω^e du domaine Ω . Le travail des efforts intérieurs W peut être calculé comme la somme de ses valeurs sur les deux zones $W = W^e + W^p$ (en notant la zone élastique par l'exposant e et la zone plastique par p). Dans la zone élastique Ω^e , on peut calculer directement sa valeur W^e . Et dans la zone plastique Ω^p , puisque W est indépendant du repère, on peut exprimer son intégrale dans le repère des contraintes principales et ainsi obtenir une expression facilement utilisable pour la résolution de ce problème.

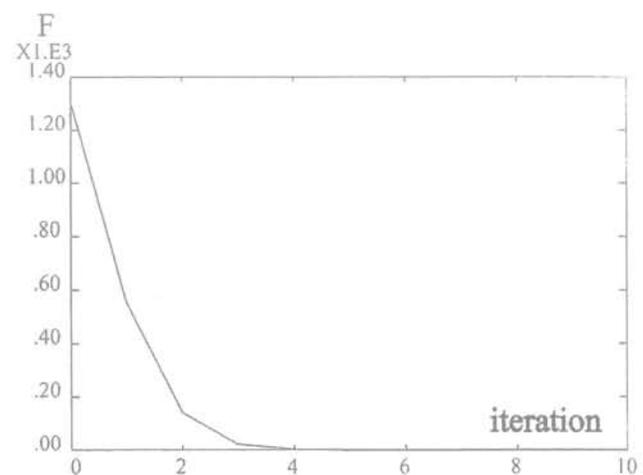


FIG. 5 Évolution de la fonction erreur : exemple numérique élastique. a) Évolution de l'erreur en TTV en fonction de la valeur du module ; b) Diminution de l'erreur en TTV, valeur initiale du module d'Young = $0,5 \times 10^5$. Evolution of the error function : numerical elastic example. a) Evolution of the error on TTV with the modulus value ; b) Diminution of the error on TTV, initial value of the Young's modulus = $0,5 \times 10^5$.

A titre d'illustration nous donnons ici des exemples pour les critères de plasticité de Tresca et de Mohr-Coulomb, on pourra procéder de même pour les autres critères courants utilisés par les ingénieurs. On note σ_1 , σ_2 et σ_3 les composantes des contraintes principales avec $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$, ε^1 , ε^2 et ε^3 composantes des déformations dans le repère des contraintes principales correspondant. On suppose $\sigma_0 = 0$ pour simplifier l'écriture (si $\sigma_0 \neq 0$, il suffit de soustraire le terme $\int_{\Omega} \sigma_0 : \varepsilon dx$ de W).

• Critère de Tresca

Le critère de Tresca s'écrit dans notre cas :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2c \quad (20)$$

c étant la résistance en cisson simple du matériau, soit

$$\sigma_1 - 2c = \sigma_3 \quad (21)$$

Dans la zone plastique Ω^p , le critère est atteint, et on a :

$$W^p = \int_{\Omega^p} \sigma : \varepsilon dx = \int_{\Omega^p} (\sigma_1 \varepsilon^1 + \sigma_2 \varepsilon^2 + \sigma_3 \varepsilon^3) dx \\ = 2c \int_{\Omega^p} \varepsilon^1 dx + \int_{\Omega^p} (\sigma_3 \varepsilon^1 + \sigma_2 \varepsilon^2 + \sigma_3 \varepsilon^3) dx \quad (22)$$

Selon l'équation de base de rétro-analyse (12), on a

$$2c \int_{\Omega^p} \varepsilon^1 dx + \int_{\Omega^p} (\sigma_3 \varepsilon^1 + \sigma_2 \varepsilon^2 + \sigma_3 \varepsilon^3) dx + W^e - \Phi = 0 \quad (23)$$

d'où

$$c = \frac{\Phi - W^e - \int_{\Omega^p} (\sigma_3 \varepsilon^1 + \sigma_2 \varepsilon^2 + \sigma_3 \varepsilon^3) dx}{2 \int_{\Omega^p} \varepsilon^1 dx} \quad (24)$$

• Critère de Mohr-Coulomb

Pour le critère de Mohr-Coulomb

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) = c \cos \phi - \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi \quad (25)$$

c étant la cohésion et ϕ étant l'angle de frottement interne du matériau. De même façon, on obtient

$$\int_{\Omega^p} \frac{2c \cos \phi + \sigma_3(1 - \sin \phi)}{1 + \sin \phi} \varepsilon^1 dx + \quad (26)$$

$$\int_{\Omega^p} (\sigma_2 \varepsilon^2 + \sigma_3 \varepsilon^3) dx + W^e - \Phi = 0$$

Pour rétro-analyser le paramètre ϕ , il est nécessaire de résoudre l'équation ci-dessus avec une méthode numérique. Pour rétro-analyser le paramètre c , on a une solution explicite

$$c = \frac{\Phi - W^e - \int_{\Omega^p} \left[\sigma_2 \varepsilon^2 + \sigma_3 \varepsilon^3 + \frac{\sigma_3(1 - \sin \phi)}{1 + \sin \phi} \varepsilon^1 \right] dx}{\frac{2 \cos \phi}{1 + \sin \phi} \int_{\Omega^p} \varepsilon^1 dx} \quad (27)$$

Validation : identification du paramètre plastique du matériau avec le critère de plasticité de von Mises

Un tunnel (Fig. 6) profond est creusé dans un milieu continu élastoplastique isotrope homogène. On admet ici que les contraintes initiales sont isotropes et homogènes. On considère un problème en déformation

plane. Le rayon du tunnel est $R = 5$ m, et on considère un quart de la géométrie de $55 \text{ m} \times 55 \text{ m}$ pour tenir compte de la symétrie. Les paramètres élastiques du matériau sont $E = 100 \text{ MPa}$, $\nu = 0,2$. Comme critère de plasticité, on prend à titre d'illustration celui de von Mises pour le massif, avec $c = 10 \text{ KPa}$ dans le calcul direct pour obtenir des « mesures » de déplacement. Le chargement est appliqué sur la paroi du tunnel supposé sans soutènement, avec la valeur équivalant aux contraintes initiales 20 KPa , le rayon plastique du tunnel vaut $R_p = 3,5 R$ (la convergence plastique du tunnel U_p est quatre fois plus grande que celle du tunnel supposé élastique U_e).

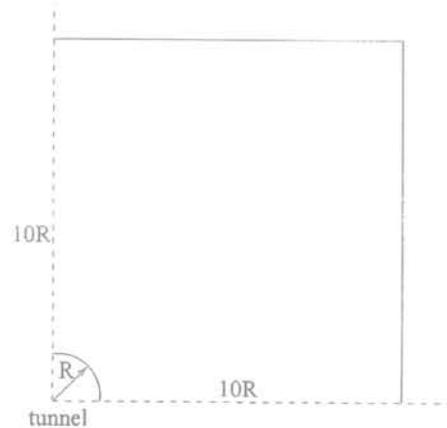


FIG. 6 Exemple numérique d'un tunnel profond en élasto-plasticité. Numerical example of a deep tunnel in elasto-plasticity.

En utilisant des déplacements sur une demi-partie de la paroi du tunnel comme données de mesure, le paramètre c est identifié ($= 10,25 \text{ KPa}$) avec une très bonne convergence (Fig. 7). A cause d'une zone de plasticité étendue, le résultat donne une erreur de 2,5 %.

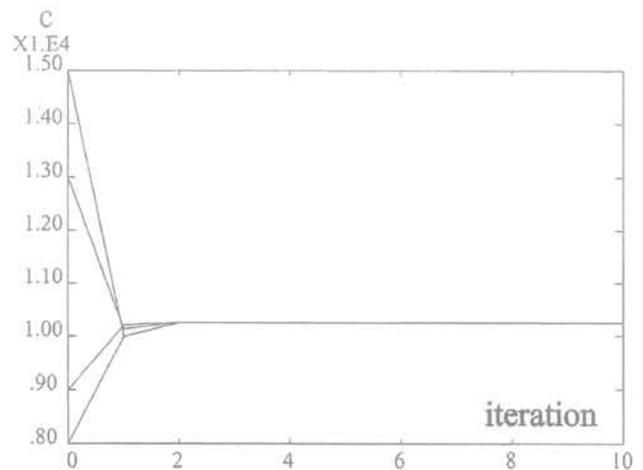


FIG. 7 Convergence de c pour différentes valeurs initiales : exemple numérique d'un tunnel profond. Convergence of c for different initial values : numerical example of a deep tunnel.

Pour vérifier la stabilité de la rétro-analyse, on affecte les «mesures» de bruits. Une erreur relative de 10 % sur toutes les mesures de convergence se traduit par une erreur de 3,5 % sur le paramètre identifié. On constate que la méthode de la rétro-analyse basée sur le TTV est très stable pour l'identification d'un seul paramètre, même si le matériau subit des déformations plastiques importantes.

3.1.3

Paramètres élastoplastiques de joints

Le comportement d'un massif rocheux est parfois dominé par celui des joints et autres discontinuités (Deng et Nguyen-Minh, 2001). Dans le cas de joints élastoplastiques, des lois de comportement simples suffisent pour la pratique d'ingénieur. Il s'agit d'en identifier les paramètres.

Un joint Γ_j sépare le domaine Ω en deux sous-domaines Ω_1 et Ω_2 (Fig. 8), avec $\Omega = \Omega_1 \cup \Omega_2 \cup \Gamma_j$.

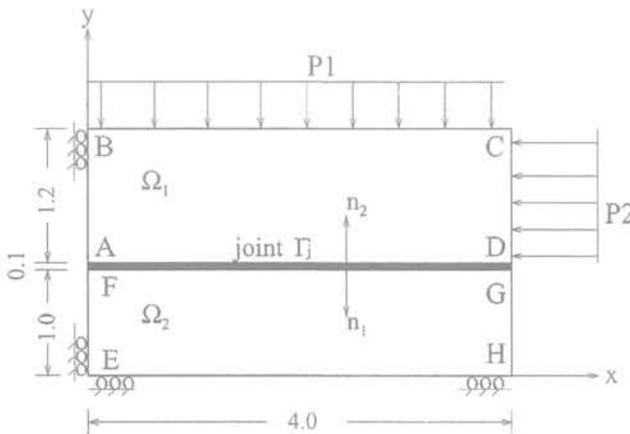


FIG. 8 Exemple numérique du problème avec joint.
Numerical example of joint problem.

On considère le champ de déplacement continu et continûment différentiable sur deux volumes Ω_1 et Ω_2 et discontinu au franchissement et de la surface Γ_j frontière entre Ω_1 et Ω_2 . On définit le saut du déplacement au franchissement du joint comme

$$[[\mathbf{u}]] = (\mathbf{u}_2 - \mathbf{u}_1)|_{\Gamma_j} \quad (28)$$

avec \mathbf{u}_1 et \mathbf{u}_2 champs de déplacement de Ω_1 et Ω_2 respectivement (en notant que le vecteur de la direction normale extérieure du joint \mathbf{n} est celui de Ω_1). On écrit aussi $[[\mathbf{u}]]$ selon les composantes normale u_n et tangentielle u_s du joint :

$$[[\mathbf{u}]] = (u_n, u_s)^T \quad (29)$$

et on note σ_n et σ_s les contraintes normale et tangentielle à l'interface des joints.

On considère une loi de comportement de Goodman, 1976) pour la réponse élastique et un critère de Mohr-Coulomb standard (Gudehus, 1977) pour simuler la réponse plastique. Le critère s'écrit :

$$\sigma_t = c + \sigma_n \operatorname{tg} \phi \quad (30)$$

σ_t est la résistance de cisaillement du joint, c la cohésion et ϕ l'angle de frottement interne du joint.

Pour la résolution du problème modifié, on distingue dans le joint Γ_j la zone plastique Γ_j^p de la zone élastique Γ_j^e . L'équation de base nous donne :

$$\int_{\Omega} (\sigma - \sigma_0) : \varepsilon dx - \Phi + \int_{\Gamma_j^p} (\sigma_n - \sigma_n^0) u_n dx + \int_{\Gamma_j^e} k_n u_n^2 dx + \int_{\Gamma_j^e} k_s u_s^2 dx + \int_{\Gamma_j^p} (\sigma_n \operatorname{tg} \phi + c - \sigma_s^0) u_s^2 dx = 0 \quad (31)$$

avec k_n et k_s rigidités normale et tangentielle de joints, σ_n^0 et σ_s^0 composante normale et composante tangentielle des contraintes initiales respectivement.

Pour la rétro-analyse d'un seul paramètre, on isole ce paramètre, en supposant connus les autres paramètres. Ainsi, si on veut identifier k_s , d'après l'équation (31), on a :

$$k_s = \frac{\omega_s}{\int_{\Gamma_j^e} u_s^2 dx} \quad (32)$$

avec :

$$\omega_s = \Phi - \int_{\Omega} (\sigma - \sigma_0) : \varepsilon dx - \int_{\Gamma_j} (\sigma_n - \sigma_n^0) u_n dx - \int_{\Gamma_j^p} (\sigma_n \operatorname{tg} \phi + c - \sigma_s^0) u_s dx \quad (33)$$

On procède de même pour identifier k_n , ou ϕ , ou c .

Validation : identification des paramètres d'un joint en élasto-plasticité

On considère la structure hypothétique suivante : un domaine Ω partagé par un joint Γ_j en deux sous-domaines Ω_1 et Ω_2 , est chargé par une pression uniforme P_1 sur le bord BC et une pression uniforme P_2 sur CD (Fig. 8).

On considère les domaines Ω_1 et Ω_2 élastiques linéaires et le joint Γ_j élastoplastique de type Mohr-Coulomb standard. On fait d'abord un calcul direct pour obtenir les déplacements qui seront utilisés ensuite comme données de mesure pour la rétro-analyse. Les paramètres du calcul direct sont : $E = 1\,000,0$, $\nu = 0,1$ sur Ω_1 et Ω_2 ; $k_n = 1,0 \times 10^6$, $k_s = 10,0$, $c = 2,0$, $\phi = 45^\circ$ sur Γ_j , avec les chargements $P_1 = 9,0$, $P_2 = 400,0$ à l'instant t_0 , et $P_1 = 9,0$, $P_2 = 650,0$ à l'instant t_r .

On considère ici la rétro-analyse d'un seul paramètre et aussi de deux paramètres simultanément.

Soit à rétro-analyser un seul paramètre, la rigidité tangentielle du joint. On utilise les déplacements du calcul direct à l'instant t_0 (30 % des éléments joints plastifiés) sur le bord BC pour la rétro-analyse. La figure 9 donne la convergence d'itération de rétro-analyse de k_s pour différentes valeurs initiales. On peut voir que la rétro-analyse converge très rapidement, 3-4 itérations sont suffisantes pour une résolution à 5 % de la valeur réelle.

Soit à rétro-analyser deux paramètres simultanément, la cohésion c et l'angle de frottement interne ϕ du joint, dans une structure plastifiée. Dans ce cas, deux séries de mesures, les déplacements du calcul sur le bord BC à l'instant t_0 et à l'instant t_r (avec 50 % des éléments joints plastifiés) sont sélectionnés comme données de mesures pour identifier les deux paramètres c et ϕ . La figure 10 montre le processus d'itéra-

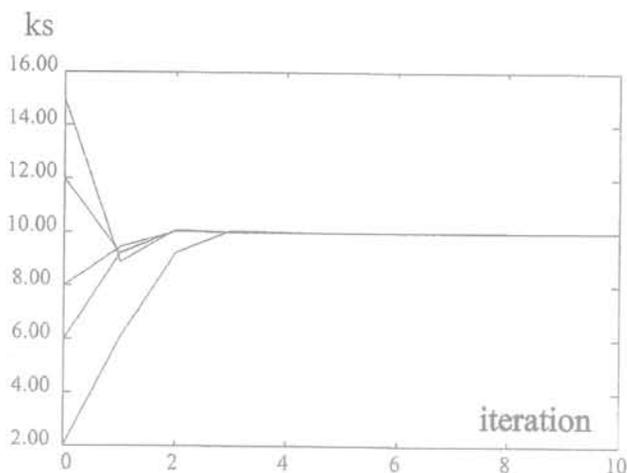


FIG. 9 Convergence de k_s , pour différentes valeurs initiales: exemple numérique de joint.
Convergence of k_s for different initial values: numerical example of joint.

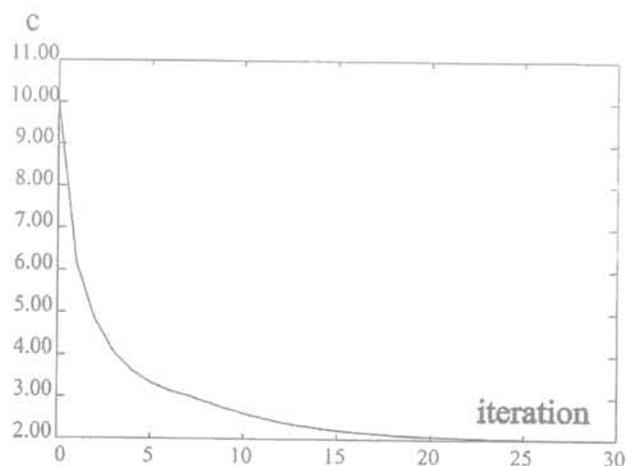
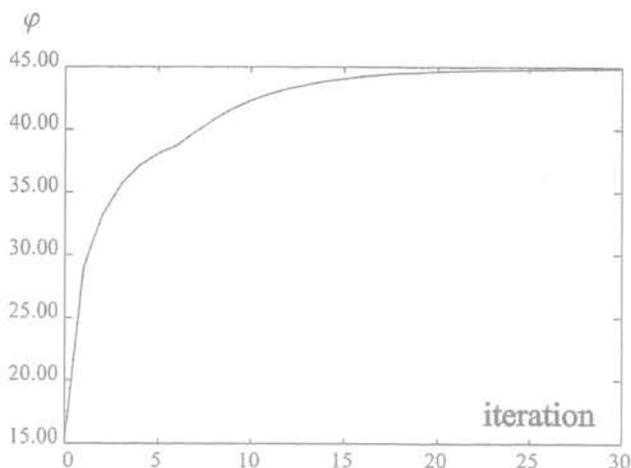


FIG. 10 Convergence de ϕ et c du joint: exemple numérique de joint.
Convergence of ϕ and c of the joint: numerical example of joint.

tion de la rétro-analyse avec des valeurs initiales : $\phi = 15^\circ$, $c = 10$. Après 15, 20 itérations, les paramètres sont identifiés avec moins de 5 % d'erreur.

3.2

Paramètres de chargement pour un tunnel peu profond

Les paramètres de chargement sont faciles à exprimer dans le terme du travail des efforts extérieurs Φ . Avec l'équation de base de la rétro-analyse (12), ces paramètres peuvent être rétro-analysés facilement, indépendamment de la loi de comportement. Pour illustration, on montre la rétro-analyse des paramètres de chargement dans le creusement d'un tunnel de section circulaire, peu profond, modélisé en déformation plane par la méthode convergence confinement.

Soit un tunnel de contour Γ_w creusé dans un massif semi-infini Ω . Selon la méthode convergence confinement (AFES, 1979; Panet, 1995), le creusement du tunnel peu profond peut être simulé par l'application d'une contrainte fictive σ_f en paroi du tunnel et diminuant au fur et à mesure du creusement (Shahrour and Ghorbanbeigi, 1996; Deng *et al.*, 1999).

$$\sigma_f = (1 - \lambda) \sigma_0 \quad (34)$$

λ est appelé le taux de déconfinement variant de zéro à 1 au cours du creusement du tunnel, et égale λ_0 au moment t_0 où le soutènement est mis en place.

Les efforts fictifs sur le contour du tunnel Γ_w sont donnés pour différents instants comme suit :

$$T(x, t) = \begin{cases} \sigma_0 \cdot n & t = 0 \\ (1 - \lambda_0) \sigma_0 \cdot n & t = t_0 \\ 0 & t = t_t \end{cases} \quad (35)$$

En considérant l'intervalle de temps $[0, t_0]$, et en supposant que les mesures de déplacement à l'instant t_0 sont données comme u^m sur Γ_w , la résolution du problème modifié donne à l'instant t_0 les champs de déplacement u , de déformation ε et de contraintes σ .

Pour un tunnel peu profond, on admet que les contraintes initiales sont non homogènes et anisotropes. Si on suppose par exemple comme dans les cas courants que les contraintes initiales σ_0 à une profondeur h sont caractérisées par une composante principale verticale σ_v connue, et une composante principale horizontale σ_h , telle que :

$$\sigma_v = \gamma h \quad \sigma_h = k_0 \sigma_v \quad (36)$$

avec k_0 coefficient de pression des terres au repos, en général indéterminé. Les paramètres λ_0 et k_0 sont paramètres de chargement dans ce problème.

Ainsi à l'instant t_0 , le travail des efforts extérieurs du modèle de référence sur le champ ε du problème modifié est

$$\begin{aligned} \Phi &= \int_{\Gamma_{\text{tau}}} -\lambda_0 (\sigma_0 \cdot n) \cdot u \, dx \\ &= \int_{\Gamma_{\text{tau}}} (k_0 \lambda_0 \sigma_v c_0 \cos \theta u_h + \lambda_0 \sigma_v \sin \theta u_v) \, dx \end{aligned} \quad (37)$$

avec u_h , u_v composantes horizontales et verticales de déplacement en paroi du tunnel, θ l'angle du rayon par rapport à l'axe horizontal.

En portant cette équation dans l'équation de base de la rétro-analyse (12), on a :

$$k_0 = \frac{W - \lambda_0 \int_{\Gamma_{tu}} \sigma_v \sin \theta u_v dx}{\lambda_0 \int_{\Gamma_{tu}} \sigma_v \cos \theta u_h dx} \quad (38)$$

ou

$$\lambda_0 = \frac{W}{\int_{\Gamma_{tu}} (k_0 \sigma_v \cos \theta u_h + \sigma_v \sin \theta u_v) dx} \quad (39)$$

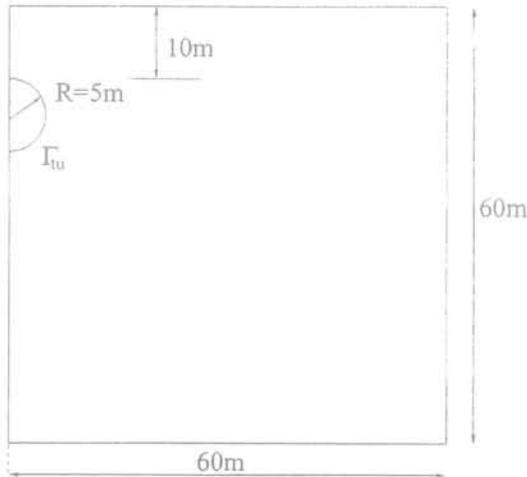


FIG. 11 Exemple numérique d'un tunnel peu profond.
Numerical example of a shallow tunnel.

Validation : rétro-analyse de λ_0 et k_0

Un tunnel à faible profondeur est creusé dans un massif isotrope homogène élasto-plastique (Fig. 11). Compte tenu de la symétrie, on étudie une demi-partie de la géométrie.

TABLEAU I Paramètres des matériaux : exemple numérique d'un tunnel peu profond.
(γ : poids volumique)

Matériaux	E (MPa)	ν	c (KPa)	ϕ (°)	γ ($\times 10^4$ N/m ³)
Massif	100,0	0,35	200,0	5,0	2,0
Béton	15 000,0	0,25			2,4

On choisit pour le massif un modèle élasto-plastique parfait standard de Drucker-Prager. Le soutènement (épaisseur : 0,3 m) est en béton, avec une loi de comportement élastique linéaire. Les paramètres des matériaux sont listés dans le tableau I.

On va d'abord faire un calcul direct en se donnant tous les paramètres, $k_0 = 0,8$, $\lambda_0 = 0,45$. Ensuite, les déplacements du calcul direct servent de données de mesure pour rétro-analyser le taux de déconfinement λ_0 et le coefficient k_0 supposés inconnus.

Après le calcul direct, on obtient la convergence de la paroi du tunnel à l'instant t_0 et t_r . Pour identifier un seul paramètre, on utilise la convergence sur une demi-partie (partie haute) de la paroi à l'instant t_0 comme

données de mesures \mathbf{u}^m , pour rétro-analyser le taux de déconfinement λ_0 et le coefficient k_0 .

Les figures 12a et 12b montrent la convergence de λ_0 et de k_0 pour différentes valeurs initiales. On peut constater que la convergence des itérations est très rapide. Des valeurs initiales de λ_0 sont choisies dans l'intervalle 0,25 à 0,65, et celles de k_0 dans 0,1 à 1,4. Après 3, 4 itérations, λ_0 (ou k_0) est obtenu à 5 % près.

On utilise ensuite \mathbf{u}^m et la différence de déplacement entre les instants t_r et t_0 sur la demi-partie de la paroi $\Delta \mathbf{u}^m$, pour rétro-analyser λ_0 et k_0 simultanément. La figure 13 donne les convergences de λ_0 et k_0 avec des valeurs initiales : $\lambda_0 = 0,4$, $k_0 = 1,5$. Il faut 10 itérations pour obtenir les valeurs à 5 % près.

La figure 14 montre le chemin de l'algorithme de la rétro-analyse à la surface de la fonctionnelle coût F repérée par les contours des isovaleurs. La figure a et la figure b sont respectivement relatives au premier problème modifié (à l'instant t_0 , avec la mesure \mathbf{u}^m) et au deuxième (à l'instant t_r , avec la mesure $\Delta \mathbf{u}^m$). On voit que l'erreur en TTV diminue à chaque itération, ce qui assure l'efficacité de la rétro-analyse.

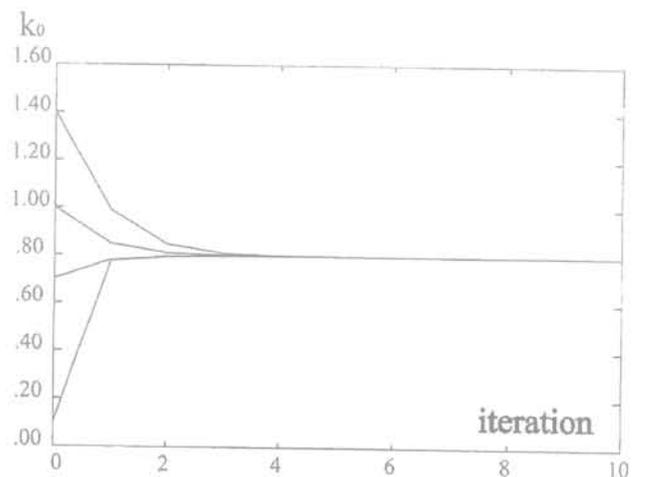
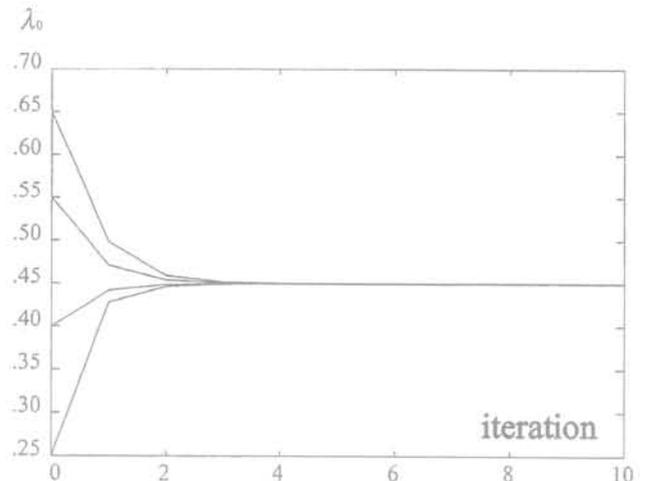


FIG. 12 Rétro-analyse d'un seul paramètre (λ_0 ou k_0) : exemple numérique d'un tunnel peu profond. a) Rétro-analyse de λ_0 ; b) Rétro-analyse de k_0 .

Back analysis of one parameter (λ_0 or k_0) : numerical example of a shallow tunnel. a) Back analysis of λ_0 ; b) Back analysis of k_0 .

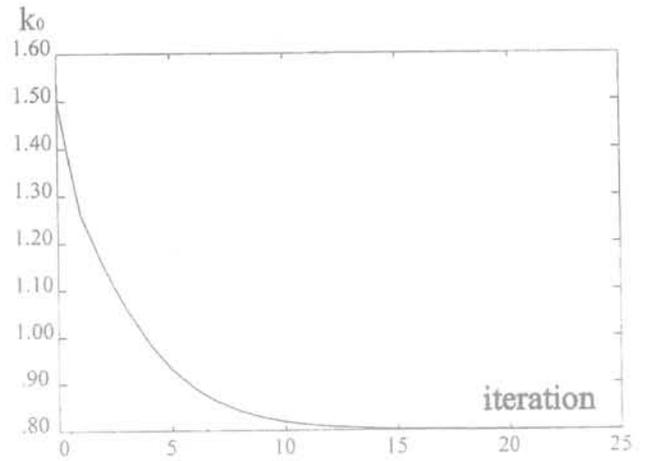
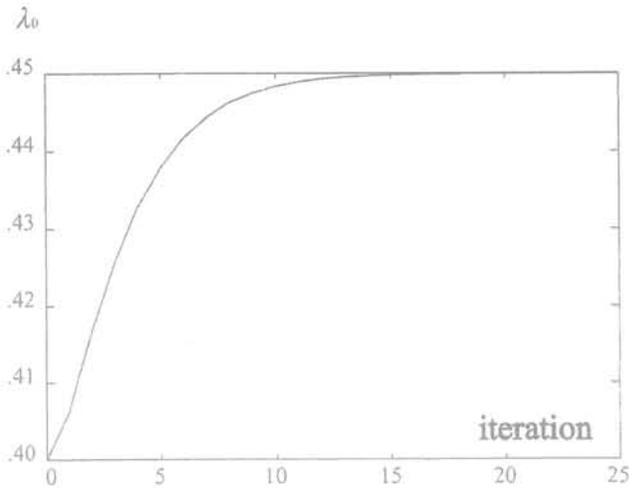


FIG. 13 Convergence de λ_0 et k_0 : exemple numérique d'un tunnel peu profond.
Convergence of λ_0 and k_0 : numerical example of a shallow tunnel.

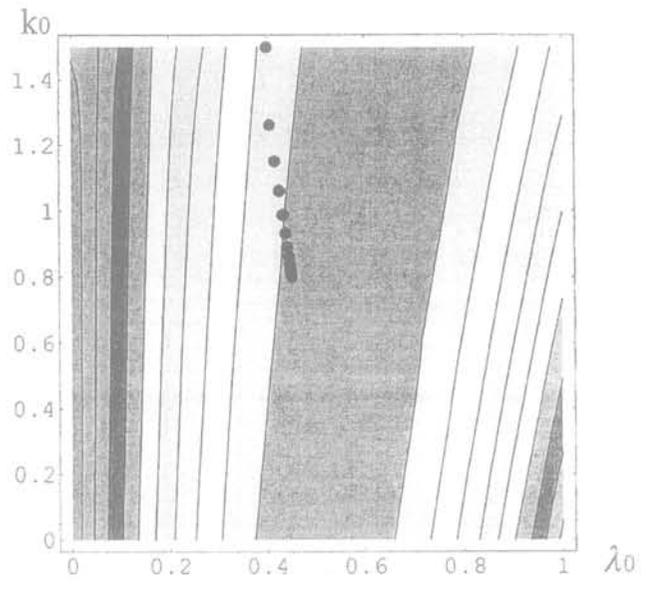
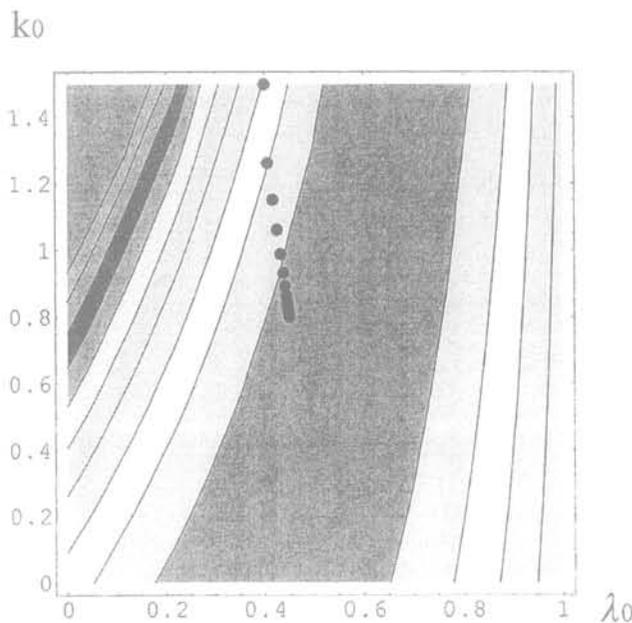


FIG. 14 Chemin de la rétro-analyse de λ_0 et k_0 (valeurs initiales : $\lambda_0 = 0,4$, $k_0 = 1,5$) : exemple numérique d'un tunnel peu profond. a) Contours des isovaleurs de F à l'instant t_v , avec la mesure u^m ; b) Contours des isovaleurs de F à l'instant t_r , avec la mesure Δu^m .
Routine of the back analysis of λ_0 and k_0 (initial values : $\lambda_0 = 0,4$, $k_0 = 1,5$) : numerical example of a shallow tunnel. a) Contours of isovalues of F at instant t_v , with the measurement u^m ; b) Contours of isovalues of F at instant t_r , with the measurement Δu^m .

4

Application à un ouvrage réel : rétro-analyse de la discontinuité dans la fondation du barrage Água Vermelha

Le barrage Água Vermelha est construit en 1979 sur le Rio Grande au Brésil. Le barrage principal est un barrage comportant deux remblais de terre homogène compacte, de part et d'autre d'une partie centrale, en structure de béton. Cette partie centrale se compose du mur droit de transition, du barrage poids, des structures de prise d'eau et de la centrale, du mur central, du déversoir et du mur gauche de transition.

Ici la caractéristique géologique qui peut poser problème est la discontinuité avec remplissage d'argile dans la fondation du déversoir. Elle paraît au niveau 307,3 m (voir figure 15) dans le basalte dense. D'après les tests de cisaillement direct *in situ* pour la résistance, l'angle de frottement de la discontinuité serait de 28°, et la cohésion de 55 KPa (CESP, 1973). La surveillance de cette fondation a donc été faite avec beaucoup de soin.

Pour notre étude de rétro-analyse, on va analyser une coupe de la section du déversoir, la coupe « VS-8 » (Fig. 15), dont les mesures de déplacements par extensomètres et pendules pendant la période de mise en eau sont listées dans le tableau II (EH – extensomètre, PD, PI – pendule).

Pour analyser le comportement et la sécurité du barrage, il faut bien vérifier les paramètres mécaniques de la discontinuité. On va appliquer la méthode de

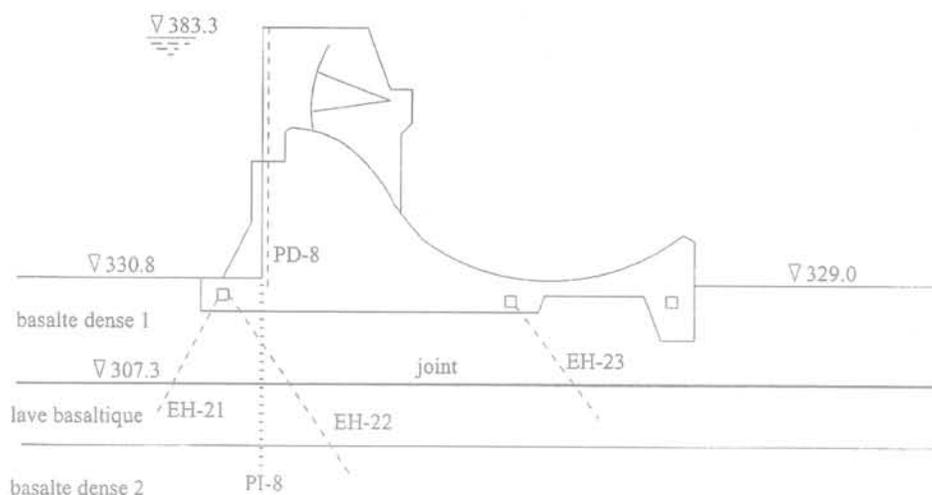


FIG. 15 Coupe de la section du déversoir VS-8 : barrage Água Vermelha.
Profile of the spillway section VS-8: Água Vermelha dam.

TABLEAU II Mesures de déplacement pendant mise en eau du réservoir (nm) : barrage Água Vermelha.

Appareil	Niveau d'eau (m)		
	341,48-360	360-370	370-376
EH-21	0,0	0,05	0,20
EH-22	0,0	0,0	-0,05
EH-23	-0,20	-0,45	-0,25
PD-8	-1,0	-0,7	-0,6
PI-8	0,20	0,1	

rétro-analyse pour l'identification de ces paramètres, avec l'hypothèse de déformation plane.

La discontinuité est traitée comme un joint élasto-plastique avec le modèle élastique de Goodman (Goodman, 1976) associé au modèle de Mohr-Coulomb plastique standard.

Les paramètres mécaniques des matériaux sont obtenus d'après des tests en laboratoire et *in situ*, comme indiqués dans le tableau III (LNEC, 1975).

TABLEAU III Paramètres mécaniques des matériaux : barrage Água Vermelha.
(γ : poids volumique)

Matériau	Module d'Young (MPa)	ν	γ (T/m ³)
Béton	30 000,0	0,20	2,5
Basalte dense 1	10 000,0	0,20	2,9
Lave basaltique	7 000,0	0,20	2,9
Basalte dense 2	15 000,0	0,20	2,9
Joint	$\phi = 28^\circ, c = 55 \text{ KPa}$		

4.1

Rétro-analyse des paramètres élastiques du joint

En utilisant les mesures de déplacements relatifs pendant le remplissage du barrage du niveau d'eau 341,48 m au niveau d'eau 360 m, puis du niveau d'eau 360 m au niveau d'eau 376 m, les rigidités du joint k_n et k_s sont identifiées simultanément. La figure 16 montre la convergence de la rétro-analyse des paramètres k_n et k_s pour des valeurs initiales : $k_n = 4,3 \times 10^8 \text{ N/m}^3$, $k_s = 1,4 \times 10^8 \text{ N/m}^3$. Avec 25 itérations, les deux paramètres élastiques du joint sont obtenus comme : $k_n = 7,6 \times 10^8 \text{ N/m}^3$, $k_s = 1,0 \times 10^8 \text{ N/m}^3$. Ces valeurs s'accordent bien avec les résultats obtenus par tests de cisaillement direct *in situ*, les valeurs du k_n obtenues des tests *in situ* étaient dans la plage $(0,96 \sim 9,6) \times 10^8 \text{ N/m}^3$ (Silveira et al., 1978).

4.2

Rétro-analyse des paramètres plastiques du joint

Dans la rétro-analyse des paramètres élastiques k_n et k_s , on a remarqué que le joint reste entièrement élastique sous ces chargements. Ainsi, pour pouvoir illustrer la méthode de rétro-analyse en plasticité dans ce problème, on a augmenté artificiellement le niveau d'eau de façon à ce que la plasticité se produise dans le joint. Une analyse directe, avec les paramètres mécaniques du tableau III et les paramètres élastiques du joint obtenus par rétro-analyse et le niveau d'eau augmenté jusqu'à 460 m, a été effectuée pour servir de « mesures » à la rétro-analyse en plasticité. Les déplacements de la partie haute (sur une moitié) de la surface en amont et de la surface horizontale au sommet du barrage sont sélectionnés comme mesures. On cherche à identifier l'angle de frottement ϕ et la cohésion c du joint.

Les « mesures » obtenues de l'analyse directe au niveau d'eau 445 m et 460 m (la plasticité se présente sur 30 % et 45 % respectivement de la partie du joint sous la base du barrage) sont données dans la rétro-analyse.

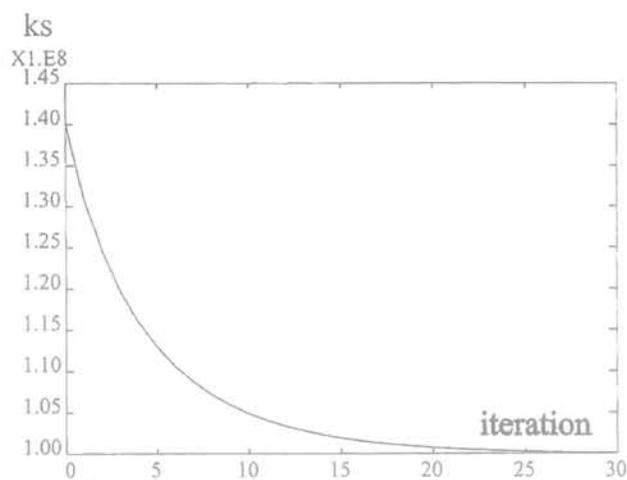
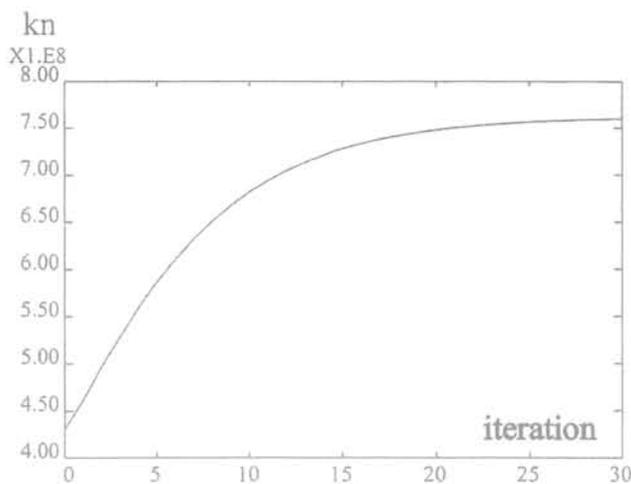


FIG. 16 Convergence d'itération de k_n et k_s : barrage Água Vermelha.
Convergence of k_n and k_s : the Água Vermelha dam.

La figure 17 montre la procédure de la rétro-analyse avec les valeurs initiales $\phi = 35^\circ$, $c = 35 \text{ KPa}$.

Les calculs donnent ainsi une convergence d'itération rapide, même en élasto-plasticité, ce qui illustre l'efficacité de la méthode. Cette application montre aussi la possibilité de rétro-analyser progressivement différents paramètres au cours du chargement : identification des paramètres élastiques par les mesures sous faibles charges, et en utilisant ces paramètres identifiés, identification des paramètres plastiques avec les mesures sous charges supérieures.

5

Conclusion

On a proposé une nouvelle méthode de rétro-analyse basée sur le théorème des travaux virtuels (TTV). Pour réaliser la rétro-analyse, un nouveau critère d'identification, la minimisation sur l'erreur en TTV, est établi par comparaison entre le modèle de référence et celui modifié en fonction des mesures obtenues. Puisque le TTV est un principe fondamental de la

mécanique, indépendant de la loi de comportement, la méthode proposée est puissante, valable pour les problèmes non linéaires en élasto-plasticité. Dans cette rétro-analyse, on a pris le principe de minimisation en utilisant les dérivées de la fonctionnelle coût par rapport aux paramètres inconnus, mais on n'a pas besoin d'obtenir ces dérivées (ce qui est en général très difficile), la méthode est donc simple et efficace. Dans la programmation, on utilise le code du calcul direct comme sous-programme, la programmation de la rétro-analyse est facile (les calculs sont faits avec le logiciel CASTEM2000 du CEA). Avec la nouvelle méthode, on peut identifier des paramètres mécaniques du matériau élastiques ou d'une discontinuité, ainsi que des paramètres de chargement. Pour rétro-analyser plusieurs paramètres il faut plusieurs séries de mesures. En revanche, cette méthode ne semble pas adaptée à l'identification d'une géométrie.

Les cas réels présentent bien entendu une plus grande complexité que les modèles numériques testés ici. Nous avons choisi un cas vécu pour illustrer la faisabilité de la méthode et les résultats obtenus sont assez concluants. Dans la pratique, cette méthode peut

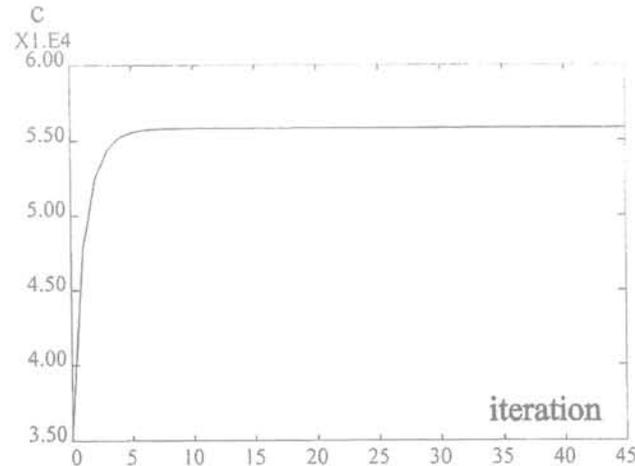
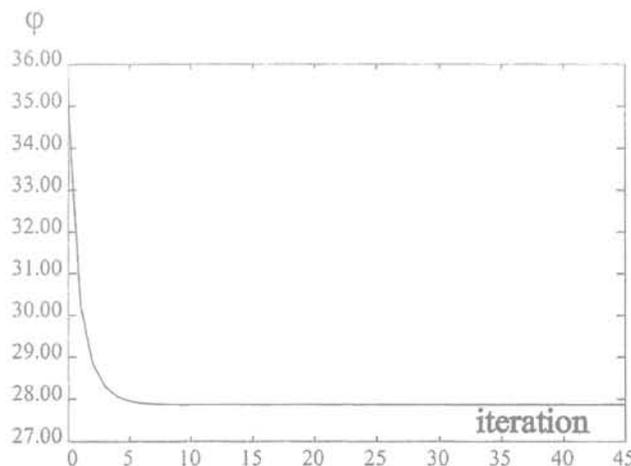


FIG. 17 Rétro-analyse de ϕ et c de la discontinuité : barrage Água Vermelha.
Back analysis of ϕ and c of the discontinuity : the Água Vermelha dam.

être utile pour le suivi d'un chantier, dans la mesure où on peut disposer des mesures au cours des chargements, pour pouvoir rétro-analyser successivement les différents paramètres. Aux faibles niveaux de chargement on peut identifier les paramètres élastiques, ensuite, on peut identifier des paramètres plastiques à des niveaux de chargement supérieur.

L'application de la méthode à des problèmes élasto-visco-plastiques ou autres phénomènes différés (par exemple avec l'écoulement d'eau interstitielle) est une perspective qui reste encore à explorer. Il convient dans ce cas de voir si la méthode peut être utilisée telle quelle, ou si elle ne nécessite pas le cas échéant des

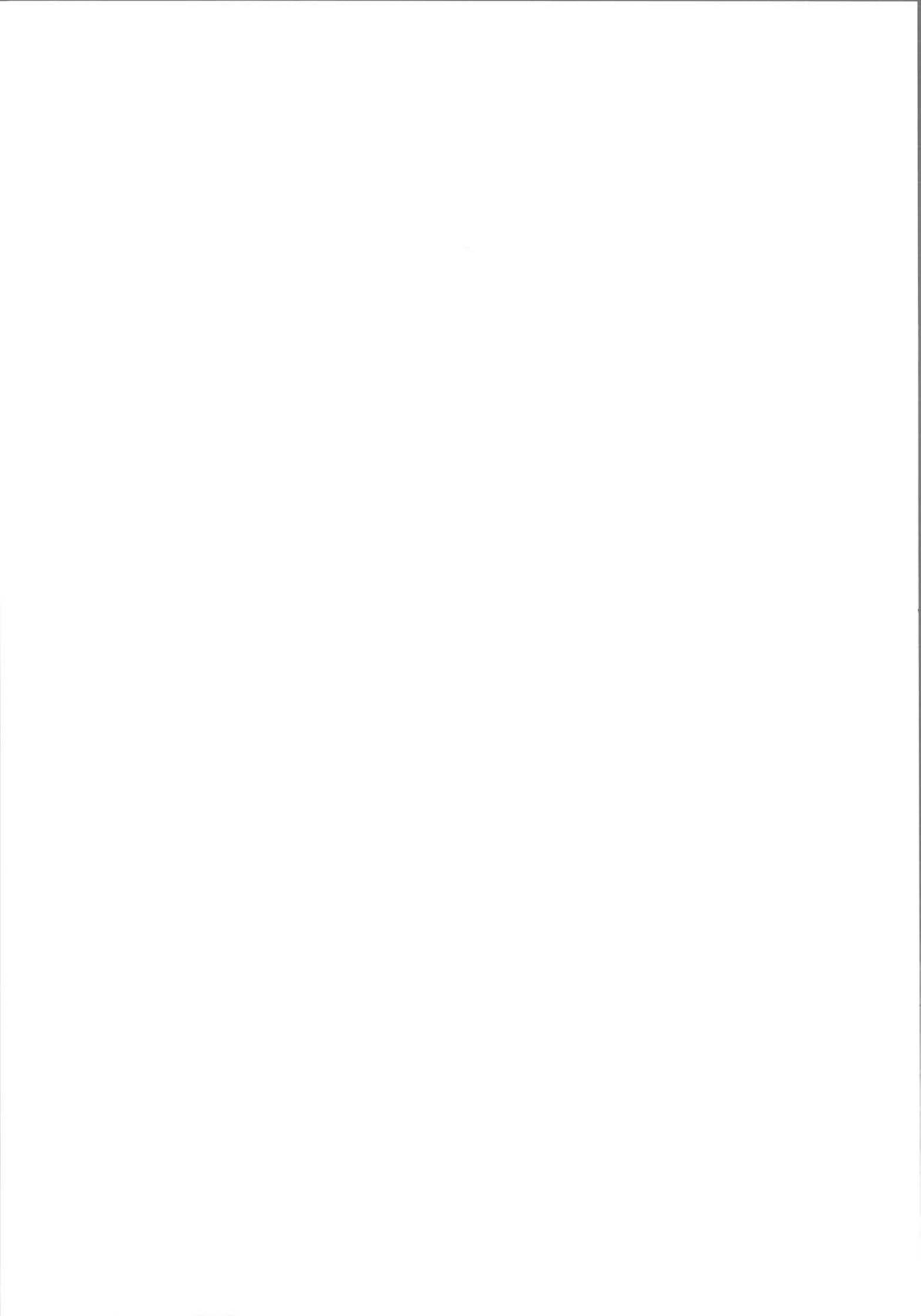
modifications. En réalité, les mesures sont toujours affectées d'erreurs, le développement de cette méthode avec une approche statistique, pour obtenir des résultats dans un sens stochastique est une autre voie de recherche.

REMERCIEMENTS

Les auteurs sont redevables à Andrei Constantinescu pour ses nombreuses et fructueuses discussions au cours de ce travail, ainsi qu'à Luis Ribeiro e Sousa qui leur a fourni les mesures sur le tunnel de Cidade Universitária et sur le barrage Água Vermelha.

Bibliographie

- AFTES – « Stabilité des tunnels par la méthode convergence-confinement ». *Tunnels et ouvrages souterrains*, 32, 1979, p. 70-76.
- Akutagawa S. – *A back analysis program system for geomechanics applications*. PhD thesis, The University of Queensland, 1991.
- Arnaudière J.M., Fraysse H. – *Cours de mathématiques – 2: Analyse*. Dunod Université, 1989.
- CESP – *Barragem de Água Vermelha – Deformabilidade e cisalhamento direto in situ em estruturas tipo junta-falha*. Companhia Energética de São Paulo. São Paulo, 1973.
- Cividini A., Jurina L., Gióda G. – « Some aspects of "characterization" problems in geomechanics ». *Int. J. Rock mech. min. sci. & geomech. abstr.*, 18, 1981, p. 487-503.
- Constantinescu A. – *Sur l'identification des modules élastiques*. PhD thesis, École polytechnique, Plaiseau, France, 1994.
- Deng D., Nguyen-Minh D. – « Back analysis on mechanical behaviour of joints, using a new method based on virtual work principle ». Desai C.S., Kundu T., Harpalani S., Contractor D., Kemeny J. (eds). *Computer methods and advances in geomechanics*. Proceedings of the 10th int. cong. of IAC-MAG, vol. 2, Balkema, 2001, p. 915-919.
- Deng D., Nguyen-Minh D., Constantinescu A., Vieira A., Sousa L.R. – « Back-analysis method for loading parameters in "CV-CF" tunnel calculation – application to a case history ». *Travaux en souterrain, ambitions et réalités, AFTES – Journées d'études internationales de Paris*, Spécifique JLP, 1999, p. 189-195.
- Gióda G., Jurina L. – « Numerical identification of soil-structure interaction pressures ». *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 5, 1981, p. 33-56.
- Gióda G., Sakurai S. – « Black analysis procedures for the interpretation of field measurements in geomechanics ». *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 11, 1987, p. 555-583.
- Goodman R.E. – *Methods of geological engineering in discontinuous rocks*. West Publishing Company, 1976.
- Gudehus G. – *Finite Elements in Geomechanics*. John Wiley & Sons, 1977.
- Ledesma A., Gens A., Alonso E.E. – « Estimation of parameters in geotechnical back analysis – I. Maximum Likelihood approach ». *Computers and geotechnics*, 18, 1996, p. 1-27.
- LNEC – « Estudo da barragem de água Vermelha pelo método elementos finitos ». *LNEC report*, Lisboa, Portugal, 1975.
- Panet M. – *Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement*. École nationale de ponts et chaussées, Paris, 1995.
- Press W.H., Teukolsky S.A., Vetterling W.T., Flannery B.P. – *Numerical recipes in FORTRAN, the art of scientific computing*. Cambridge University Press, 1992.
- Sakurai S. – « Back analysis in rock engrg. » Hudson J.A. (ed). *Comprehensive rock engrg.*, Pergamon, 1993, p. 543-569.
- Sakurai S., Akutagawa S., Tokudome O. – « Characterization of yield function and plastic potential function by back analysis. » Siriwardane and Zaman (eds). *Computer methods and advances in geomechanics*, Balkema, 1994, p. 2011-2016.
- Sakurai S., Takeuchi K. – « Back analysis of measured displacements of tunnels ». *Rock mechanics and rock engineering*, 16, 1983, p. 173-180.
- Shahrouh I., Ghorbanbeigi S. – « Analyse tridimensionnelle du comportement des tunnels dans des terrains meubles. » *Revue française de géotechnique*, 76, 1996, p. 17-22.
- Silveira J.F., Miya S., Yendo M. – « Geomechanical parameters computed from instrumentation measurements at Agua Vermelha dam foundation. » Kanji M.A. and Abrahao R.A. (eds). *International symposium on rock mechanics related to dam foundation*, Rio de Janeiro, Brazil, 1978, p. 11.103-11.121.
- Yang L. – *Reverse theory and practice in geotechnical engineering (in Chinese)*. Science Press, Beijing, 1996.



La rupture différée en mécanique des roches

Delayed failure in rock mechanics

P. HABIB

LMS-G.3S, École polytechnique

Résumé

Différents cas réels de ruptures différées sont présentés et commentés ainsi que la méthode de mesure en laboratoire de la résistance à long terme d'échantillons de roches. Dans la pratique des massifs rocheux, il peut y avoir rupture à long terme simple, mais aussi vieillissement des matériaux, évolution des sollicitations, ou relaxation et fatigue, ce qui rend la prévision particulièrement difficile.

Abstract

Different case histories of rock masses delayed failures are presented and commented. Laboratory long term strength measurement of rock samples is presented. For rock masses simple delayed failures can occur but it is possible to have weathering, solicitation evolution, or relaxation and fatigue, so that precasting is specially difficult.

1. Introduction

Au commencement d'un grand glissement ou d'un effondrement rocheux resté stable pendant longtemps, des déplacements ou des fissurations apparaissent. On les met en évidence par des mesures topographiques ou des mesures de déformations. Mais l'évolution des mouvements peut être lente ou brutale et la progression des mesures est difficile à extrapoler pour définir l'instant de la rupture, même en utilisant des lois en $\log t$ ou en $t^{1/n}$. On a même vu, dans certains cas, que des mouvements préliminaires... pouvaient s'arrêter. Après les grands déplacements viennent ralentissement et stabilisation, mais de toute façon le « passage à l'acte » reste difficile à prévoir.

2. Quelques exemples

La rupture différée en mécanique des roches est à l'origine des accidents les plus imprévisibles, donc les plus dangereux car pouvant entraîner de véritables catastrophes.

On peut citer :

En souterrains. Le cas du tunnel de Vierzy : le 16 juin 1972, des ouvriers en train de rénover le revêtement d'un tunnel de la SNCF cessent le travail à la fin de la journée et quittent le chantier. Quelques heures plus tard, la voûte s'effondre, puis un train percute le tas de blocs tombés sur la voie et la motrice s'encastre dans la chapelle au toit du tunnel, puis un second train venant dans l'autre sens percute l'ensemble. Une centaine de morts.

En falaise. Le 23 juin 2002, près du Tréport, au Mesnil-Val, une falaise donne des signes de faiblesse. L'INERIS et le BRGM, agissant dans le cadre du projet européen « Protect », décident de l'instrumenter. Six

mois plus tard elle s'effondre. Il est remarquable que les mesures topographiques n'ont pas montré grand-chose, mais que les géophones et les accéléromètres (pour l'écoute des bruits) ont montré, au cours des dernières vingt-quatre heures, que des craquements se faisaient entendre signalant qu'une évolution était en cours⁽¹⁾.

En mine. Pendant le siècle passé il s'est produit une quinzaine d'effondrements spontanés dans les bassins ferrifères de Lorraine, c'est-à-dire sans que ces ruptures aient été prévues ou désirées. Certains ont eu lieu en cours d'exploitation. En général, on a pu évacuer les hommes et le matériel, mais pas toujours. D'ailleurs, ceci n'a pas empêché parfois des pertes humaines à cause de l'effet de souffle. Ces effondrements en cours des travaux doivent, tout de même, être considérés comme des ruptures différées en ce sens que le travail du chantier, pour arriver à des taux de défrètement importants, peut prendre du temps. Des effondrements se sont produits pendant les travaux mais aussi bien après les travaux, des années ou des dizaines d'années après l'exploitation du minerai de fer⁽²⁾.

En carrière. Le cas de Clamart est exemplaire : il s'agit d'une carrière souterraine de craie et le site avait été déclaré inconstructible avant la dernière guerre par l'Inspection des carrières, au motif que l'ingénieur des Mines - Armand Mayer (qui, bien après, fut le premier président du Comité français de

⁽¹⁾ G. Senfaute, V. Merrien-Soukatchoff, J. Morel, J.C. Gourry, « Microseismic monitoring applied to prediction of chalk cliffs collapses and contribution of numerical modelling ». *Int. Conf. on Fast Slope movements-prediction*, Sorrento, May 2003.

⁽²⁾ Documents du Service technique des mines de fer de l'Est. E. Tincelin (avril 1959), et E. Tincelin et Sinou (juin 1959).

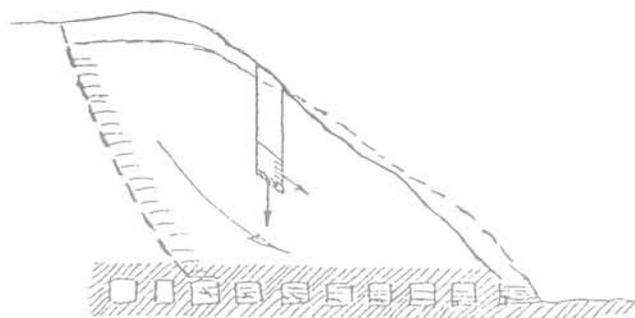


FIG. 1 Schéma de l'accident de Champagnole. Champagnole quarry failure.

mécanique des roches) – avait estimé la contrainte moyenne dans les piliers 2 MPa, alors que la résistance de la craie était de 3 MPa, ce qui était insuffisant. Au bout de vingt-cinq ans, il fut décidé, en l'absence d'incidents, de construire quand même, non de grands bâtiments mais des petites résidences dont le poids était négligeable par rapport à celui du recouvrement, avec des caves peut-être même que pour certaines c'était un allègement. Cinq ans plus tard, le 1^{er} juin 1961, un effondrement complet de la carrière s'est produit. Une dizaine de morts. Les sinistres de Vierzy et de Clarmart ont fait l'objet d'expertises judiciaires.

On peut rappeler aussi l'effondrement brutal le 27 juillet 1964 d'une carrière souterraine approvisionnant une cimenterie à Champagnole. La carrière était exploitée par chambres et piliers et ceux-ci se sont écrasés sous l'effet du cisaillement occasionné par la pente générale du site. Il y a eu des pertes humaines et cet accident a emprisonné pendant quelques jours des mineurs qui travaillaient dans une partie de la carrière qui ne s'était pas effondrée; leur sauvetage a été très éprouvant (Fig. 1).

Cet accident est intéressant en ce sens qu'il montre que la rupture différée ne se produit pas uniquement lorsqu'une structure est sollicitée essentiellement en compression simple ou en traction. La carrière de Champagnole était exploitée par chambres et piliers; elle se développait sous une pente; la charge était donc croissante avec la hauteur du recouvrement, mais la résistance à la compression des piliers était suffisante. Malheureusement, sous une pente, la verticale n'est pas une direction d'une contrainte principale (Fig. 1). Il en résulte l'apparition en tête des piliers d'un cisaillement horizontal qui peut mener à la ruine. D'ailleurs, la surface de rupture a bien montré qu'un glissement et un déplacement horizontal s'étaient produits et avaient renversé et écrasé les piliers⁽³⁾.

Le petit croquis (a) de la figure 2 représente le domaine d'équilibre limite d'une fondation superficielle sur un sol pulvérulent ($c = 0$) chargé par une force d'inclinaison quelconque. Le petit croquis (b) représente le domaine d'équilibre limite d'une fondation superficielle sur un matériau purement cohérent ($\phi = 0$). Le croquis (c) représente le domaine d'équilibre limite d'un pilier ($\phi \neq 0$; $c \neq 0$) soumis à une force en tête d'orientation quelconque. On voit que si ce pilier est proche de la rupture en compression simple, le fait d'ajouter la moindre force horizontale (c'est-à-dire un cisaillement en tête du pilier) fait sortir le système du domaine d'équilibre. Par contre, si la tête du pilier était proche de la rupture sous l'effet d'un cisaillement horizontal, le fait d'ajouter une contrainte normale améliore l'équilibre du pilier, tout au moins si on reste dans certaines limites.

3. Comment le problème se pose au laboratoire

En compression simple, après une phase de serrage des fissures naturelles au début du chargement, la courbe effort-déformation présente une partie à peu près rectiligne, à peu près réversible, qui permet de définir une limite élastique. Ensuite, on voit apparaître des déformations non linéaires dont une partie n'est pas réversible et on parle alors de plasticité. Dans les roches

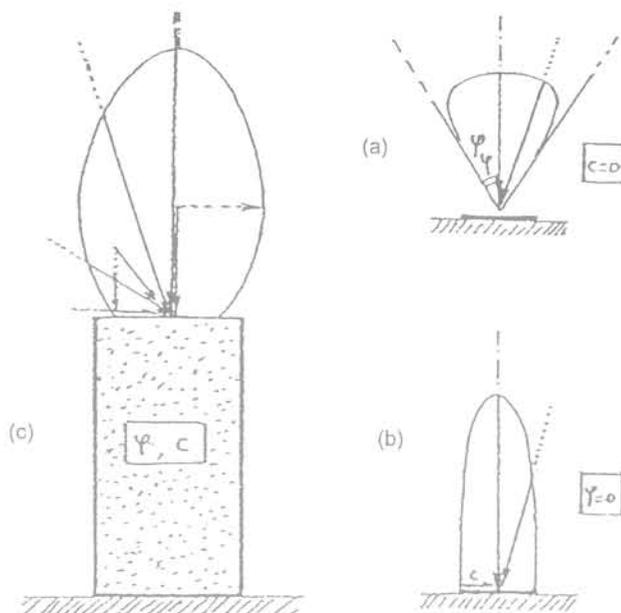


FIG. 2 Domaine d'équilibre d'un pilier. Equilibrium field of a pillar.

à comportement fragile, on entend parfois des craquements et une fissuration nouvelle apparaît, orientée dans la direction de la compression (Fig. 3).

Cette fissuration grandit même à charge constante jusqu'à la rupture différée et ceci est très important pour la modélisation qui doit admettre une variation de volume au cours du fluage. En augmentant encore le chargement la roche casse.

La figure 4 représente une courbe de comment d'une roche en compression simple. Si l'on maintient la force en dessous de la limite élastique, il ne se passe rien. Au-dessus de la limite élastique, il peut y avoir des petites déformations différées qui se stabilisent au bout d'un certain temps (Fig. 4). Encore au-dessus, elles sont plus grandes mais il y a encore stabilisation. Encore au-dessus et en attendant longtemps on aboutit à la rupture. Encore au-dessus on aboutit aussi à la rupture mais plus rapidement. Et, enfin, tout en haut, c'est la rupture instantanée. Il semble que le domaine de stabilité et d'écoulement reste à l'intérieur de la courbe complète de comportement (en pointillés sur la figure 4) pour certaines roches en compression simple.

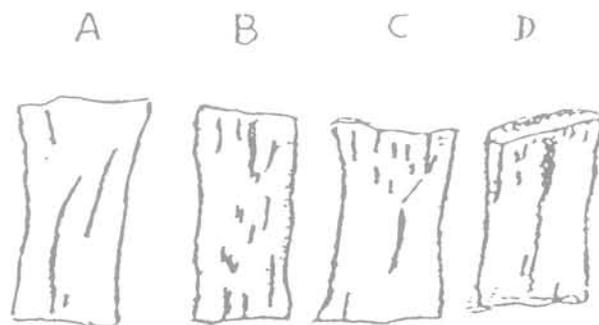
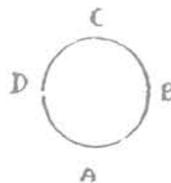


FIG. 3 Dessin de la fissuration d'un matériau fragile. Brittle fissures drawing of a sample.



(3) J. Goguel, *Géologie de l'environnement*, 1980, p. 122.

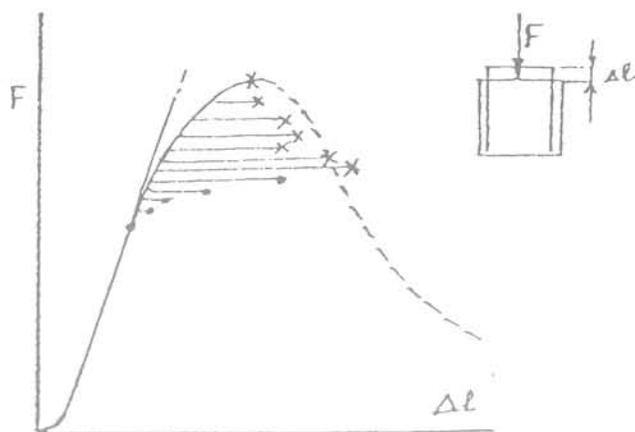


FIG. 4 Comportement d'une roche et effet du temps:

Force-displacement curve and time effect:
 • Stabilisation après un long temps/Delayed stabilisation
 x Rupture différée/Delayed failure.

Je ne sais pas si c'est valable pour toutes les roches, et certains auteurs ne l'admettent pas⁽⁴⁾, et c'est certainement faux pour les sols où le comportement visqueux (viscoplastique par opposition à viscoélastique) peut largement aller au-delà de la frontière du radoucissement.

Mais d'où vient l'effet du temps dans ce fluage et qu'est-ce qui justifie le terme visqueux? On l'attribue à l'agitation thermique autour des défauts en tension où, à certains moments, l'écart entre deux molécules en fond de fissure est devenu suffisamment grand pour qu'elles ne puissent plus se raccrocher. Si cette interprétation est exacte, on peut en inférer que si on augmente la température, c'est-à-dire si on accélère l'agitation thermique, la durée sera plus courte avant que la rupture se produise, et effectivement on sait que la résistance diminue lorsqu'on chauffe une roche, et réciproquement qu'elle augmente quand on la refroidit. On peut citer les travaux de Push sur les aspects micromécaniques des phénomènes de fluage⁽⁵⁾.

On vient de citer des défauts et cela entraîne un effet d'échelle, c'est un phénomène bien connu et il n'est pas nécessaire d'insister: la résistance et la dispersion des résistances sont des fonctions décroissantes de la dimension. Ce qui est moins connu par contre, c'est que le comportement varie aussi. Telle quartzite, rigide et fragile sur une petite éprouvette, présente en grande masse un comportement élastoplastique. Et un matériau, dont la matrice a un comportement élastoplastique, va présenter en grande masse du fluage et de la ductilité.

Il faut rappeler maintenant comment on détermine la résistance à la rupture à long terme. La méthode est fort simple. On charge des éprouvettes à 60 %, 80 %, 90 %, 95 % de la résistance à court terme, et tout en mesurant la déformation on attend le temps qu'il faut pour que cela se stabilise ou que cela casse. On remarquera qu'il s'agit d'un essai plus long et donc beaucoup plus coûteux que pour la détermination de la résistance instantanée. Mais surtout, il y a là un handicap méthodologique grave. Du fait de la dispersion de la résistance instantanée, on ne sait pas si le pourcentage de la résistance à court terme correspond bien à celui de chacune des éprouvettes. Si bien que le bel ordre indiqué ci-dessus peut donner expérimentalement un échelonnement des résultats tout différent (l'éprouvette chargée à 90 % cassant, par exemple, avant celle à 95 %). La résistance moyenne à long terme est donc plus incertaine que la résistance moyenne à court terme.

Les craquements que l'on entend pendant le chargement et dont le nombre augmente lorsqu'on approche de la rupture sont certes un phénomène précurseur de la rupture, mais sa précision est insuffisante (Fig. 5).

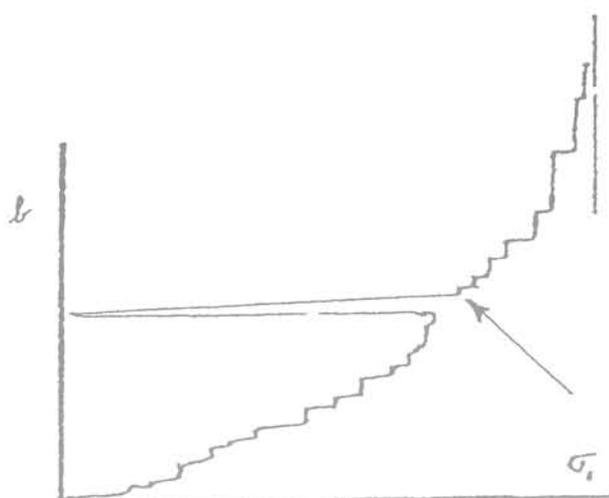


FIG. 5 Écoute des bruits. Nombre de bruits cumulés en fonction de la contrainte: charge, décharge et rechargement (effet Kaiser).
 Number of noises during loading (Kaiser effect).

4. Comment se présente la rupture différée dans les cas réels

On va examiner maintenant des situations réelles comme celles qui ont été citées plus haut.

Il est très possible que la résistance à long terme d'un massif rocheux évolue, par exemple en diminuant par vieillissement ou par altération. La rupture différée se produit alors lorsque la résistance à la rupture devient égale aux contraintes appliquées (poids propre, charge apportée par les structures, etc.) (Fig. 6a). C'est tout à fait la configuration des essais de laboratoire où la charge appliquée est facilement rigoureusement constante pendant toute la durée de l'essai.

Mais dans la nature, c'est peut-être la charge qui varie: la mine est de plus en plus exploitée, les structures sont chargées différemment, la nappe change d'altitude, la falaise est minée à sa base par la mer, etc. (Fig. 6b). Ici, il faut citer une expérience en vraie grandeur pilotée par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées⁽⁶⁾ et publiée récemment. Il s'agissait d'une ancienne carrière de calcaire grossier abandonnée, dont on a chargé le toit sur quatre hectares en plaçant en surface des déblais excédentaires provenant d'un projet routier. Le taux de défructement des piliers variait de 75 à 90 % selon la dimension des piliers et la largeur des galeries; une étude préliminaire avait montré que le risque de ruine induit par la surcharge n'était pas nul. La carrière a été fortement instrumentée: c'était un véritable laboratoire souterrain: vérin plat pour des mesures de contraintes dans les piliers, topographie du toit, déformation des piliers, tassement du sol sous la carrière (argile plastique sous les sables de Cuise), extensomètres hypersensibles de Blum, extensomètres horizontaux, etc.

Les évolutions des contraintes et des déformations en fonction du chargement ont été suivies et ont montré d'une part un affaissement du toit, et d'autre part une augmentation des contraintes dans les piliers (mais assez dispersée); des relevés visuels ont été suivis pendant cinq ans après le chargement et ont montré une progression de l'endommagement dans les piliers et dans le massif: fissuration du toit, chute de plaques du toit, épaufures le long des diaclases ou des coins des piliers, écaillage au niveau des joints. L'évolution n'est pas terminée, mais il n'y a pas eu, jusqu'à présent, de manifestations vers la ruine et simplement des transferts de charge vers les piliers de bord. D'après l'analyse sis-

⁽⁴⁾ Cristescu, *Rock rheology*, Kluwer Ac. Pub., 1989; et Cristescu, *Time effect in Rock Mechanisms*, Wiley, 1998.

⁽⁵⁾ R. Pusch, « Mechanisms and consequences of creep in crystalline rock ». *Comprehensive Rock Engineering* (ed. J. Hudson), vol. 1, chapitre 9, 1993, p. 227-241.

⁽⁶⁾ Potherat P., Alfonsi P., Moiriat D., Thorin R., « Études et suivi instrumental du laboratoire souterrain de Mériel-Villiers-Adam (Val-d'Oise) ». *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 237, mars-avril 2002, p. 59-75.

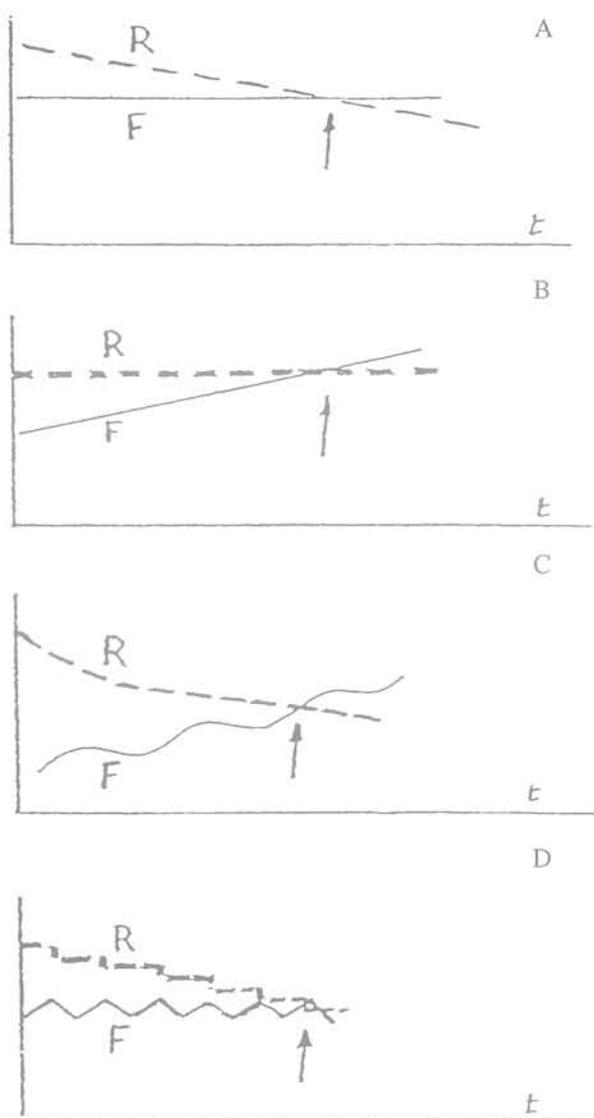


FIG. 6 Résistance R de la roche et sollicitation F en fonction du temps t.
Rock strength R and stabilisation F with time.

mique, la périphérie d'un pilier est plus endommagée que la partie centrale (1 940 m/s par rapport à 2 340 m/s). L'observation depuis le début porte sur une quinzaine d'années, et le suivi continu.

Pour la rupture différée, en dehors des cas (a) et (b) ci-dessus, il y a aussi la possibilité de la figure 6c où résistances et charges varient ensemble. La figure 6d est une variante de la figure 6c où les sollicitations sont répétées, par exemple par le gel ou par le battement saisonnier de la nappe. Ces forces cycliques peuvent provoquer une dégradation du massif rocheux par fatigue, d'où une diminution de la résistance par petits paliers successifs (la charge ultime, ou résistance à long terme, correspond à un essai de fatigue sous un seul cycle de chargement d'où le nom quelquefois employé de fatigue statique pour désigner la résistance à long terme).

Enfin, il y a une dernière possibilité : la résistance diminue en fonction du temps et les contraintes aussi. C'est le cas de la relaxation, par exemple des contraintes tangentielles autour d'un tun-

nel où, en fonction du temps, on peut écouter et suivre la fissuration qui se développe vers l'intérieur du massif, ce qui entraîne une diminution des contraintes en surface. Il n'est pas impossible qu'un tel phénomène se soit produit dans la carrière citée précédemment car un report des charges des piliers a eu lieu vers les bordures ainsi qu'un élargissement de l'affaissement du toit, les forces de masse restant évidemment constantes. L'étude du milieu, à partir de la vitesse de propagation des ondes, est certainement très utile pour comprendre ce mélange de fluage et de relaxation.

Dans la réalité des travaux ou des situations naturelles, la prévision des effondrements spontanés apparaît donc comme étant très difficile, parce qu'on ne connaît pas ou qu'on ne maîtrise pas tous les paramètres mécaniques ou physiques, c'est-à-dire les paramètres de résistance et ceux des sollicitations. Cependant, malgré l'exemple de la falaise instrumentée de Mesnil-Val où les mesures de topographie et de déformations n'ont pas donné grand-chose, mais aussi grâce à l'exemple de la falaise de Mesnil-Val, où l'écoute des bruits a donné des indices importants dans la dernière journée, il faut rester persuadé que des événements prémonitoires se produisent avant la rupture et qu'une instrumentation correcte devrait permettre de surveiller les évolutions en fonction du temps. L'interprétation est certes difficile mais l'exemple du grand glissement rocheux de Vaïont (300 106 m³), où des déplacements métriques se sont produits le 9 octobre 1963 avant la rupture en liaison avec la montée du plan d'eau dans le réservoir d'un grand barrage, montre à la fois que des signaux précurseurs existent et aussi qu'il faut que quelqu'un les connaisse en temps réels, et que lorsqu'un certain seuil, défini à l'avance, est atteint, il puisse donner une alerte à l'autorité qui peut prendre une décision. Ceci est très important et voici deux exemples.

Le premier est celui du capteur de déplacement à cheval sur une fissure, qui indique le mouvement d'un bloc qui menace de tomber par rapport à un autre supposé fixe. Le capteur est relié à une sonnerie à la mairie. Après un déplacement de 1 mm, la sonnerie doit grelotter. Elle sonne un lundi matin ; on monte voir le bloc dangereux et on règle à nouveau le capteur. La sonnerie retentit à nouveau le mardi après-midi ; on remonte voir ; elle sonne à nouveau le vendredi : on débranche la sonnerie. L'autre exemple, c'est la colonne de Nantua. Il s'agit d'un monolithe, à l'avant et détaché d'une falaise calcaire, qui menace des habitations situées au bas du pierrier au pied de la falaise. Une saison, on voit des cailloux clairs à son pied. Ils sont clairs parce qu'ils sont nouveaux, donc tombés récemment, ce qui montre une évolution. La topographie indique d'ailleurs que la colonne a bougé. On décide de l'abattre. Une foreuse est installée sur son toit pour préparer le placement des explosifs. Le mouvement de la colonne continue et l'eau du forage doit y être pour quelque chose. On décide d'accélérer le forage et de travailler aussi de nuit. Le mouvement s'accélère davantage. Enfin, les charges sont en place, la sondeuse et le personnel sont évacués et l'autorisation de tir est demandée. Et, on attend ! Puis la colonne s'effondre toute seule, ce qui d'ailleurs déclenche une partie du tir mais tout se passe bien : pas de victimes. La poussière étant retombée, on voit arriver le messenger porteur de l'ordre d'évacuation et de l'autorisation de tir. Il paraît que les témoins étaient un peu pâles.

Donc, il faut des mesures en temps réels. Des limites fixées à l'avance, avec les actions définies elles aussi à l'avance à prendre en cas de dépassement des limites et une autorité chargée d'ordonner l'exécution des actions et par qui.

Mais, quelles mesures ? On n'échappera pas à la topographie ni aux mesures de déplacements. Mais il est certain que du côté du développement de la fissuration, il y aura des informations à recueillir. Pour cela, il y a l'écoute des bruits et sans doute les mesures de propagation *in situ* des ondes sonores et de la variation de la célérité, ou de l'amortissement, ou de la composition spectrale. Je rappelle qu'avant la grande catastrophe de Vaïont (2 000 morts), la vitesse des ondes était de 5 500 m/s dans le massif du Mont Toc, et qu'après elle n'était plus que de 1 900 m/s dans la partie glissée. Entre les deux, il y a certainement des possibilités à exploiter.

Microstructure et effets d'échelle dans les essais de micro-indentation sur les roches

Belkacem AMMIAR

ENPC-CERMES

6, 8 av. Blaise-Pascal

77455 Marne-la-Vallée Cedex 2

Thèse soutenue le 28 février 2003

sous la direction de Jean Sulem

(sulem@cermes.enpc.fr)

L'essai de micro-indentation dans les roches consiste à faire pénétrer un outil dans une roche afin de mesurer sa dureté et d'évaluer ses paramètres de résistance (angle de frottement et cohésion) à partir de la force d'indentation et de la profondeur de pénétration de l'outil. Pour des roches granulaires, l'interaction entre l'outil et la roche se produit à une échelle comparable à celle de la microstructure du matériau et rend nécessaire l'étude de l'effet de la taille de l'indenteur sur les caractéristiques mécaniques apparentes du matériau. La mécanique des milieux continus généralisés (théorie de Cosserat, théorie du second gradient) offre un cadre pour le développement et la validation de lois de comportement avec microstructure. Une modélisation analytique dans ce cadre a mis en évidence l'effet d'échelle sur les modules de

rigidité mesurés du matériau. L'extension à un comportement élasto-plastique a été développée par une modélisation numérique de Cosserat, qui a permis d'étalonner les longueurs internes du matériau qui apparaissent dans les lois de comportement avec microstructure. Une étude expérimentale de l'influence de la taille de l'indenteur sur la réponse du matériau et sur le mode de rupture de la roche a permis de quantifier ces effets d'échelle et de valider l'approche numérique. L'analyse d'images de la zone de contact au microscope électronique a mis en évidence l'influence de la taille de l'outil sur les changements de microstructure dans la zone de contact (glissement, rotation, fracturation, broyage des grains) et permis de discuter la nature des conditions aux limites considérées dans les études numériques.

Étude du comportement mécanique de micropieux sous chargements monotones et cycliques verticaux. Application aux effets de groupe

Alain LE KOUBY

ENPC-CERMES

6 et 8 av. Blaise-Pascal

77455 Marne-la-Vallée Cedex 2

(lekouby@cermes.enpc.fr)

Thèse soutenue le 26 mai 2003

sous la direction de thèse Roger Frank et Jean Canou

École nationale des ponts et chaussées

A partir d'une approche du type modélisation physique, basée sur l'utilisation d'une chambre d'étalonnage et d'inclusions instrumentées spécifiques, on s'intéresse à la quantification des interactions, appelées couramment « effets de groupe », qui peuvent se développer entre les micropieux rapprochés sous sollicitations monotones et cycliques verticales.

La première partie est consacrée à l'étude des effets de groupe (inclusions verticales) qui apparaissent sous chargement monotone. Les configurations adoptées correspondent à des groupes élémentaires de cinq et neuf inclusions, caractérisées par une inclusion centrale (représentative d'une inclusion « générique au sein d'un groupe ») en interaction avec des inclusions adjacentes. Les résultats montrent, pour l'inclusion centrale, un effet de groupe positif sur le frottement latéral et négatif sur la résistance en pointe. On met également en évidence un effet de réseau (inclusions inclinées)

par rapport à un effet de groupe sur des cellules élémentaires de cinq inclusions. Les résultats montrent généralement un avantage du groupe par rapport au réseau en terme de capacité portante verticale.

Dans une seconde partie, on s'intéresse au cas des chargements cycliques pour des configurations analogues au cas monotone. Deux cas sont considérés, à savoir les chargements à force contrôlée destinés à établir des diagrammes de stabilité cyclique et les chargements à déplacement contrôlé, pour les mécanismes de dégradation. Les essais à force contrôlée montrent l'influence de paramètres tels que l'amplitude du chargement, la charge moyenne ainsi que le nombre de cycles sur les comportements observés. L'augmentation du nombre d'inclusions semble avoir un effet positif sur la stabilité du groupe élémentaire. Quant aux essais à déplacement contrôlé, ils montrent un effet de groupe global positif dans la plupart des cas étudiés.

Comportement hydromécanique et microstructural des matériaux de barrière ouvragée

Duilio MARCIAL

IMME, Universidad Central de Venezuela, Apartado 50361

Caracas 1050-A Venezuela

Thèse soutenue le 18 juin 2003, sous la direction de Pierre Delage et Yu Jun Cui

École nationale des ponts et chaussées

(delage@cermes.enpc.fr)

Ce travail se place dans le prolongement des travaux réalisés au CERMES sur le comportement des barrières ouvragées (BO) pour le stockage des déchets nucléaires à haute activité. Il débute par une étude bibliographique où un intérêt particulier est porté aux aspects relatifs à la minéralogie, la microstructure et aux interactions entre l'eau et la phase argileuse. Ensuite le programme expérimental concerne les argiles FoCa7, MX 80 et Kunigel.

Une première partie est ensuite consacrée à l'étude de la densité de l'eau dans les bentonites fortement compactées. Il est montré qu'aux fortes densités, la densité de l'eau peut être supérieure à 1 dans ces matériaux très plastiques au sein desquels la succion peut atteindre des valeurs considérables (plusieurs dizaines de MPa). L'étude de propriétés plus fondamentales de ces bentonites est menée sur le matériau saturé à l'état de pâte, sur lequel la compressibilité et la perméabilité sont étudiées sur une forte

échelle de contrainte (jusqu'à 30 MPa). L'étude des évolutions microstructurales permet d'identifier des mécanismes qui gouvernent cette compressibilité à l'échelle microscopique, en fonction de l'ampleur de la contrainte appliquée.

Une étude des propriétés de cicatrisation des joints internes à la barrière ouvragée est menée à l'aide d'un dispositif original, et l'établissement progressif de la cicatrisation est observé expérimentalement à l'aide de plusieurs paramètres, en tenant compte également de la modification de la microstructure dans les zones de joint.

Les propriétés des barrières ouvragées compactées sont ensuite considérées aux niveaux microscopique et macroscopique à l'aide de divers essais d'hydratation sous diverses conditions (volume constant, volume libre) et à l'aide d'essais de compression à succion constante. Des conclusions en sont tirées en termes de modélisation, dans le prolongement des travaux de la thèse de Yahia-Aissa (CERMES, 1999).

Contributions aux méthodes de calcul des groupes et des réseaux de micropieux

Roger ESTEPHAN

78-80, avenue du Général-de Gaulle

92130 Issy-les-Moulineaux

Thèse soutenue le 25 juin 2003, sous la direction de Roger Frank

École nationale des ponts et chaussées

Les travaux de recherche menés dans le cadre de cette thèse concernent l'étude du comportement des groupes et des réseaux de micropieux. L'interaction entre les micropieux d'un groupe ou d'un réseau, ainsi que l'effet d'inclinaison des micropieux au sein d'un réseau sont traités à travers les trois parties de cette thèse.

La première partie est consacrée à la définition, la classification et les domaines d'application des micropieux. Les différentes méthodes usuelles de calcul des micropieux (isolés, en groupes ou en réseaux) sont également présentées.

La deuxième partie, quant à elle, est réservée à la synthèse de divers essais expérimentaux réalisés, dans le cadre du projet national FOREVER, sur des groupes et/ou des réseaux de micropieux. Ces essais sont réalisés en vraie grandeur de site ou en modèles réduits (centrifugeuse, chambre d'étalonnage ou cuve expérimentale).

La troisième partie présente deux approches numériques différentes pour l'étude du comportement des micropieux. La méthode des fonctions de transfert de charge est utilisée à travers le programme de calcul des groupes de pieux (GOUPEG) qui est développé pour tenir compte de l'effet de l'inclinaison des micropieux. Le cas d'un réseau élémentaire de 4 micropieux et d'un groupe équivalent est étudié. Une étude paramétrique sur l'effet de l'inclinaison des micropieux au sein d'un réseau élémentaire est présentée. Enfin la méthode des éléments finis est utilisée à travers le logiciel CESAR pour l'étude du comportement d'un réseau élémentaire de 4 micropieux (en double chevalet). Cette dernière approche donne également des résultats intéressants sur le comportement du massif du sol sous les micropieux inclinés.

Étude numérique par l'approche hybride des groupes de pieux

Sabrina PERLO-MEVELLEC

5, domaine de la Butte-à-la-Reine

91120 Palaiseau

(sabrina.mevelllec@wanadoo.fr)

Thèse soutenue le 8 juillet 2003, sous la direction de Roger Frank

École nationale des ponts et chaussées

Inscrite dans le cadre du projet national FOREVER, l'étude proposée s'articule autour des essais en vraie grandeur réalisés à Saint-Rémy-lès-Chevreuse par le CEBTP sur neuf micropieux isolés et deux groupes (2 x 2, 2 diamètres d'entre axe) chargés axialement, puis transversalement dans du sable de Fontainebleau. Elle comprend l'introduction dans un code de calcul, facile d'utilisation pour l'ingénieur, de l'effet de groupe de manière automatique et tridimensionnelle ; le programme « GOUPEG-3D » repose sur la théorie couplée des modèles hybrides, utilisant les fonctions de transfert de charge (courbes « p-y » et « t-z ») pour l'estimation de l'interaction pieu-sol et l'interaction pieu-sol-pieu intervenant par le biais de coefficients multiplicateurs de déplacement et réducteurs de pres-

sion ultime évalués à partir des équations de Mindlin (théorie du continuum élastique). Pour l'analyse des essais, les hypothèses ont porté principalement sur la construction des courbes de réaction du sol en s'appuyant sur les recommandations en vigueur (TA 95, Fascicule 62, règle simplifiée de Bustamante et Doix [1985]) reposant sur les essais pressiométriques et sur l'influence du mode de fabrication des micropieux (gravitaire ou à l'aide du perforateur pneumatique R-SOL). Une étude paramétrique portant sur le module de cisaillement intervenant dans les équations de Mindlin, a mis en évidence la forte sensibilité du logiciel à ce paramètre élastique difficile à appréhender et encore sujet à de nombreuses controverses quant à son estimation.

Modélisation du comportement d'ouvrages composites sol/géosynthétique par éléments discrets. Application aux ancrages en tranchées en tête de talus

Bruno CHAREYRE

LIRIGM, Maison des Géosciences
1381, rue de la Piscine, BP 53
38041 Grenoble Cedex

Thèse soutenue le 14 novembre 2003, sous la direction de Jean-Pierre Gourc et Pascal Villard
Université Joseph-Fourier (Grenoble I)

De nombreux ouvrages géotechniques sont réalisés en associant à un sol des nappes polymères appelées géosynthétiques. Leur comportement mécanique est largement régi par les mécanismes d'interface sol/géosynthétique – avec d'importants déplacements relatifs – et caractérisé par une grande déformabilité. Les approches de type « milieu continu » posant dans ce cas des problèmes importants, on propose une modélisation par la méthode des éléments discrets (DEM), dans laquelle le sol est représenté par un assemblage de particules bidimensionnelles. Si la DEM permet bien de résoudre certains des problèmes rencontrés par les approches de type « milieu continu », elle pose aussi de nouvelles questions. Comment caler les paramètres micromécaniques du modèle (lois de contact entre particules) quand le comportement du sol est exclusivement caractérisé à l'échelle macroscopique ? Et comment modéliser un géosynthétique avec des éléments initialement destinés à l'étude des milieux granulaires ? Pour répondre à la première question, nous proposons ici une approche par « analogie macroscopique ». Des essais biaxiaux de compression sont simu-

lés pour calibrer le modèle, déduire des lois d'échelle, et déterminer des paramètres micromécaniques tels que le comportement macroscopique induit approche celui du sol réel. Faute de réponse satisfaisante à la deuxième question, nous développons un modèle spécifiquement destiné à simuler le comportement des géosynthétiques (modèle DSEM). Le couplage DEM-DSEM peut ensuite être appliqué à l'étude des ancrages géosynthétiques en tranchées, ouvrages pour lesquels des méthodes de dimensionnement fiables font défaut. On montre par comparaison avec des essais en vraie grandeur que les résultats des simulations sont satisfaisants tant sur le plan qualitatif que quantitatif. L'analyse des mécanismes de rupture simulés permet d'expliquer les déficiences des méthodes de dimensionnement actuelles et, finalement, de proposer des expressions analytiques mieux adaptées.

Mots-clés : éléments discrets, essai biaxial, comportement macroscopique, composite sol/géosynthétique, géosynthétique, tranchée d'ancrage, rupture, dimensionnement.

Les glissements de type écoulement dans les marnes noires des Alpes du Sud de la France : morphologie, fonctionnement et modélisation hydromécanique

Jean-Philippe MALET

Thèse soutenue le 12 décembre 2003, sous la direction d'Olivier Maquaire
Institut de Physique du Globe (UMR 7516)

École et Observatoire des Sciences de la Terre, Université Louis-Pasteur, Strasbourg I
(olivier.maquaire@east.u-strasbg.fr)

Les « glissements de type écoulement » (aléa gravitaire) constituent un risque majeur dont l'impact sociétal est important dans les régions de montagne. Les dommages résultent de leur vitesse de propagation élevée et du volume mobilisé. La complexité des phénomènes, caractérisés par plusieurs stades de mouvement (rupture, glissement lent, écoulement rapide), rend leur prédiction temporelle difficile. Une recherche pluridisciplinaire (géomorphologie, géophysique, géotechnique, mécanique des sols et des fluides) a été engagée pour analyser leur fonctionnement hydromécanique.

Une base de données multi-paramètres a été développée par l'analyse d'un site de recherche représentatif (glissement-coulée de Super-Sauze dans les marnes noires). Des observations morphologiques, des essais de caractérisation hydromécanique (in situ et au laboratoire), et le recueil d'informations sur la géométrie, l'hydrologie et la cinématique du mouvement, ont permis de proposer un schéma conceptuel de fonctionnement qui a été implanté dans plusieurs modèles hydromécaniques.

La relation *pluie/nappe* est modélisée à l'aide du modèle hydrologique spatialisé à base physique *Starwars* (2.5-D). Le

modèle hydrologique est calibré (teneurs en eau, pressions interstitielles) sur différents pas de temps et sites de mesures. Les données simulées par le modèle hydrologique sont utilisées en conditions initiales de deux modèles mécaniques « petites déformations » (*GefDyn*, 2-D). Les simulations indiquent qu'une loi de comportement élastoplastique avec effets visqueux doit être introduite pour représenter la relation *nappe/déplacement*. Les modèles sont validés sur les observations réelles à l'échelle d'une année. Dans certaines conditions topographiques et géométriques, la génération de surpressions interstitielles conduit à de forts déplacements et à la liquéfaction du matériau. La propagation et l'étalement des écoulements rapides libérés sont représentés avec les modèles mécaniques « grandes déformations » *Bing* et *Cemagref-1D/2-D*. Les distances de parcours et hauteurs de dépôt sont correctement représentées avec une rhéologie de *Herschel-Bulkley* ; par contre, les vitesses sont surestimées. Des prédictions et des scénarios d'événements sont proposés.

Mots-clés : géomorphologie dynamique, aléa gravitaire, glissement de type écoulement, modélisation hydrologique, modélisation mécanique, rhéologie, forçage, simulation numérique.

Modélisation numérique du comportement viscoplastique endommageable des roches et application aux ouvrages souterrains de stockage

Attila HAJDU

Thèse soutenue le 16 décembre 2003, sous la direction de Frédéric Pellet et Marc Boulon

Université Joseph Fourier de Grenoble

(frederic.pellet@hmg.inpg.fr)

Le comportement à long terme des grands ouvrages souterrains de génie civil réalisés dans des massifs rocheux fait actuellement l'objet de nombreuses études. L'enjeu est une meilleure appréhension et ainsi une meilleure prévision des phénomènes complexes tels que la convergence des cavités excavées à grande profondeur ou encore l'apparition et l'évolution des zones endommagées dans le massif au voisinage de ces ouvrages.

Ce mémoire de thèse est consacré à l'analyse des déformations viscoplastiques des roches et de la dégradation de leurs propriétés mécaniques dans le temps, désignée souvent par le terme endommagement différé. Un bilan bibliographique présente l'état de nos connaissances actuelles sur les phénomènes microstructuraux sous-jacents et résume les principales théories sur lesquelles se base la modélisation de ces phénomènes à l'échelle macroscopique. Les formulations phénoménologiques permettant un couplage entre les effets visqueux et l'endommagement différé sont rappelées et discutées en détail.

Un modèle phénoménologique particulier, la loi constitutive viscoplastique endommageable de Lemaitre est retenu pour les modélisations numériques. Les calculs sont effectués à l'aide d'un code de calcul éléments finis (CAST3M). Des concepts d'ouvrage de stockage de déchets nucléaires à grande profondeur constituent l'objet de différentes études de cas.

Le modèle de Lemaitre, initialement conçu pour les matériaux métalliques, fait ensuite l'objet d'un développement théorique dans l'optique de mieux l'adapter à la description du comportement mécanique différé des matériaux rocheux. Les modifications portent sur plusieurs points ; notamment les hypothèses de déformation anélastique à volume constant et d'isotropie de l'endommagement sont rejetées. Les principales caractéristiques de déformation différée des roches, en particulier, les phénomènes de dilatance ou contractance viscoplastique ainsi que l'anisotropie induite par l'endommagement de la matrice rocheuse sont reproduits par le modèle proposé.

Une étude paramétrique est alors réalisée, en exploitant des résultats expérimentaux obtenus sur différents types de roche. Enfin, afin d'illustrer les capacités du modèle, une application à un cas simple de cavité axisymétrique est présentée en mettant en évidence les effets de la dilatance différée au voisinage de la paroi.

Mots-clés : roches, comportement mécanique différé, fluage, relaxation, viscoplasticité, déformation volumique, endommagement, anisotropie induite, modèles phénoménologiques, modélisation numérique, ouvrages souterrains, éléments finis.

Étude expérimentale et théorique de l'injection d'une suspension dans un milieu granulaire. Application aux coulis de ciment

Zied SAADA

ENPC – CERMES, 6 et 8, av. Blaise-Pascal

Cité Descartes – Champs-sur-Marne

77455 Marne-la-Vallée Cedex 2

Thèse soutenue le 23 décembre 2003, sous la direction de Luc Dormieux

École nationale des ponts et chaussées

On s'intéresse à la problématique de l'injection d'une suspension dans un milieu poreux en présence de filtration, avec application à l'injectabilité de coulis de ciment dans des sables. Un modèle théorique a tout d'abord été élaboré pour décrire l'écoulement de la suspension au sein du milieu poreux. Il s'agit d'un modèle macroscopique basé sur les équations de conservation de masse, sur l'équation d'écoulement de Darcy et sur des lois d'évolution de la perméabilité intrinsèque du milieu poreux et du taux de filtration volumique. Ensuite, le problème de l'écoulement est résolu numériquement en utilisant la méthode des éléments finis, pour l'écoulement unidimensionnel ainsi que pour l'écoulement radial. Afin de proposer des lois pertinentes pour les évolutions de la perméabilité et du taux de

filtration, on a développé un dispositif expérimental spécifique d'injection d'éprouvettes de faible hauteur. Ce dispositif a, en particulier, permis de mettre en évidence l'influence de paramètres significatifs sur le déroulement du processus d'injection. On a, de plus, réalisé des essais sur d'autres dispositifs (essais sur colonnes courtes et longues) en vue d'approfondir la compréhension des mécanismes de l'injection. Les essais réalisés ont, en particulier, permis de montrer la pertinence d'une loi d'évolution linéaire du taux de filtration et d'une loi d'évolution hyperbolique de la perméabilité intrinsèque du milieu poreux. Finalement, une première validation du modèle proposé a été réalisée à partir de résultats expérimentaux complémentaires obtenus sur colonnes longues.

