

Sommaire

École Nationale des Ponts et Chaussées
G.E.R.M.E.S.
6 et 8, Avenue Blaise Pascal
Cité Descartes-Champs sur Marne
77455 MARNE LA VALLÉE CEDEX 02
Tél : 01 64 15 35 46 - Fax : 01 64 15 35 67

REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE
N° 115
2^e trimestre 2006

- Données expérimentales sur le fluage du gypse saccharoïde en condition saturée**
D. MOIRIAT, P. POTHERAT, E. MASSIEU, J.-L. DURVILLE **3**
-
- Étude et modélisation du comportement à l'enfoncement des sols de surface : influence sur leur traficabilité**
O. BENOIT, P. GOTTELAND **11**
-
- Stabilisation physico-chimique des sols gonflants (sable de dune + sel)**
M. LAMARA, M.K. GUEDDOUDA, B. BENABED **25**
-
- Un enseignement par projet de la géotechnique**
P. DELAGE, V. DE GENNARO, V. BERNHARDT, B. SIMON **37**
-
- Étude de la stabilité des collecteurs enterrés en maçonnerie**
O. THÉPOT **43**
-
- Évaluation de la performance des digues de protection contre les inondations**
D. SERRE, L. PEYRAS, R. TOURMENT, Y. DIAB **57**
-

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

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

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

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

Les manuscrits sont à envoyer en trois exemplaires (dont un original) et cd-rom contenant les fichiers à l'un des rédacteurs en chef :

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

Françoise HOMAND
École de géologie (ENSG)
BP 40
54500 Vandœuvre-lès-Nancy

Denis FABRE
Chaire de géotechnique
2, rue Conté
75141 Paris CEDEX 3

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

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Rédacteur en chef : F. HOMAND (ENSG)

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

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

Revue trimestrielle

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

Prix au numéro franco : 38 € (valable également pour les numéros anciens)

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

Sommaires des numéros anciens sur demande.

Presses de l'École nationale des ponts et chaussées

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

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

N° d'imprimeur : 93819. Dépôt légal : septembre 2006

Données expérimentales sur le fluage du gypse saccharoïde en condition saturée

D. MOIRIAT

BRGM-SAR Océan Indien
5, rue Sainte-Anne, BP 906
97478 Saint-Denis (Réunion)
Cedex
d.moiriat@brgm.fr

P. POTHERAT

CETE de Lyon
25, avenue F.-Mitterrand
case 1
69674 Bron Cedex
pierre.potherat@equipement.
gouv.fr

E. MASSIEU

LCPC Paris
Service physico-chimie
des matériaux
58, boulevard Lefebvre
75732 Paris Cedex 15
etienne.massieu@lcp.fr

J.-L. DURVILLE

Ministère de l'Équipement
CGPC, 3^e section
Tour Pascal-B.
92055 Paris-la Défense
jean-louis.durville@
equipement.gouv.fr

Résumé

Le fluage est un des phénomènes majeurs à l'origine de dégradations dans les anciennes exploitations souterraines de gypse de la région parisienne. Afin de mieux appréhender les mécanismes en œuvre lors du fluage de ce matériau, des essais par paliers et à charge constante, ont été menés en condition saturée et sans pression de confinement sur deux types de gypse saccharoïde.

Après un stade de fluage transitoire, le fluage dit stationnaire se caractérise par une relation pseudo-linéaire entre la déformation et le temps, et est asymptotique pour des valeurs de charge inférieure à la limite élastique du gypse. Pour des valeurs de charge supérieure à la limite élastique du gypse, la vitesse de déformation axiale tend vers une valeur minimale au-delà de laquelle démarre le stade court du fluage accéléré menant à la ruine de l'éprouvette. Le mécanisme de rupture dans ces conditions expérimentales se caractérise par une décohésion des grains puis par une microfissuration croissante. A la transition fluage stationnaire-fluage accéléré, cette fissuration devient observable macroscopiquement sur l'éprouvette, on passe alors d'un mode de déformation continu à un mode discontinu.

Mots-clés : carrière souterraine, gypse saccharoïde, fluage, fluage stationnaire, limite élastique, endommagement.

Experimental data on creep of the saccharoid gypsum in saturated condition

Abstract

Creep is one of the major phenomena at the origin of damages in the old gypsum underground mines of the Paris area. In order to better apprehend the mechanisms involved it during the creep of this material, creep tests with a constant load or several loading, were carried out in saturated condition and without confining pressure on two types of saccharoid gypsum.

After a transitory stage of creep, the secondary stage or steady state, is characterized by a pseudo linear relation between the axial strain and time, and is asymptotic for values of loads lower than elastic boundary stress of the gypsum. For load values higher than the elastic boundary stress, the axial strain rate tends towards a minimal value beyond which starts the tertiary stage of creep which leads quickly to the breaking-point. The mechanism of damaging under these experimental conditions is characterized by a ungluing of the grains and increasing microcracking. That increase in relative porosities, gradual during the steady state, then begin the tertiary stage of creep.

Key words : underground mine, gypsum, creep behaviour, steady state, boundary elastic stress, damage.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} décembre 2006.

Introduction

En région parisienne, les carrières souterraines abandonnées de gypse ludien, exploitées par chambres et piliers, montrent généralement un stade de dégradation beaucoup plus avancé que celui des exploitations du même âge, de craie ou de calcaire massif. Cela est dû en grande partie au fluage en condition saturée dans les piliers de cette roche monominérale (Durville *et al.*, 1993).

Si l'importance de ce phénomène pour le gypse a déjà été bien développée expérimentalement (Auvray *et al.*, 2004), et modélisée (Hoxha *et al.*, 2005) grâce notamment aux analogies entre le sel gemme et le gypse, les mécanismes d'endommagement du gypse mis en œuvre lors de son fluage en condition saturée, à faible pression et à faible température, restent cependant à comprendre, et plus précisément lors de la transition fluage stationnaire-fluage accéléré. Cette étude se propose, par le biais d'essais de fluage, de préciser le comportement du gypse saccharoïde sous charge constante et en condition saturée. Deux gypses cristallins provenant des buttes de l'Hautail et de Montmorency en région parisienne ont été testés.

Caractéristiques du gypse étudié

Le faciès saccharoïde du gypse présente les caractéristiques d'un dépôt évaporitique par sédimentation et accréation de germes cristallisés à partir d'eaux sursaturées. Il s'agit d'un assemblage de cristaux lenticulaires accolés les uns aux autres et soulignant un litage plus ou moins exprimé suivant les conditions de dépôt (anisotropie). Bien qu'il existe des cristaux typiques avec macles en fer de lance ou queue d'aronde, les cristaux en individus isolés ou simplement juxtaposés forment l'essentiel des dépôts dans les plâtrières de la région parisienne (Deicha, 1974).

Les dépôts d'âge ludien se répartissent en strates : les cristaux montrent une grande similitude en taille au sein d'une même strate, et de grandes variations de taille d'une strate à l'autre. Des prélèvements effectués dans une carrière souterraine creusée sous la butte de Montmorency dans le Val-d'Oise ont conduit à distinguer trois classes principales de gypse saccharoïde en fonction de la taille moyenne des cristaux (d), comprise entre la dizaine de microns et le centimètre (Potherat *et al.*, 1999) :

- gypse macrogrenu noté Mg : $d \geq 1$ mm
- gypse grenu (ou macrocristallin) noté mg : $0,1 \text{ mm} \leq d < 1$ mm
- gypse microgrenu (ou microcristallin) noté μg : $d < 0,1$ mm

Cette étude préalable (Potherat *et al.*, 1999) a par ailleurs confirmé qu'avec l'augmentation de la taille de grain, la porosité augmente et les caractéristiques mécaniques diminuent.

Trois types de gypse sont étudiés en fluage, un faciès mg (gypse V1), un faciès μg (gypse V2B) ainsi qu'un faciès intermédiaire entre mg et μg (gypse V2A). Ces trois faciès ont déjà été caractérisés pétrographiquement et mécaniquement (Durville *et al.*, 1993 ;

Potherat *et al.*, 1999). Pour des éprouvettes d'un diamètre de 40 mm et d'une longueur de 80 mm (élancement 2), taillées perpendiculairement au litage, quelques caractéristiques moyennes de ces matériaux figurant dans le tableau I.

TABEAU I Caractéristiques du gypse étudié en fluage avec n la porosité (%), V_{lw} la vitesse des ondes longitudinales mesurée en condition saturée (m/s) et R_{cw} la résistance moyenne à la compression simple mesurée en condition saturée (MPa).

Characteristics of the gypsum studied in creep with n porosity (%), V_{lw} the velocity of longitudinal waves measured in saturated condition (m/s) and R_{cw} the uniaxial compressive mean strength measured in saturated condition (MPa).

Type	n (%)	V_{lw} (m/s)	R_{cw} (MPa)
Gypse V1	15,5	4010	13,7
Gypse V2A	3,5	4540	16,9
Gypse V2B	4,6	4520	23,5

Ces gypses ont été choisis pour leur homogénéité et leur faible état de fissuration que l'on peut apprécier notamment par leur indice de continuité (I_c) en fonction de la porosité mesurée (Fig. 1) : la densité de fissuration d'une roche, exprimée en %, est définie par la différence entre l'indice de continuité mesuré I_c et l'indice de continuité I_{cp} calculé si la roche ne présente pas de porosité de fissures. Les roches dites essentiellement poreuses suivent une loi empirique $I_{cp} = 100 - 1,4 n$ avec n la porosité de pores (CFMR, 2000). La graduation de l'espace situé sous la droite $I_c = 100 - 1,4 n$ permet d'apprécier qualitativement l'état de fissuration des roches étudiées (Fig. 1).

Dispositif expérimental

Il est constitué d'une balance d'étalonnage à fléaux dont le rapport multiplicateur des forces est de 100. L'éprouvette placée dans une enceinte remplie d'eau est comprimée verticalement entre deux plateaux (Fig. 2). Le plateau supérieur mobile, muni d'une rotule, applique l'effort. Il est équipé d'un capteur de déplacement permettant la mesure de la déformation globale de l'éprouvette selon son axe (déformation axiale ϵ).

Pour éviter les dissolutions chimiques au cours de l'essai, l'éprouvette est placée dans une eau sursaturée en sulfates de calcium.

L'appareillage est isolé dans une pièce maintenue à la température de 13 °C (température moyenne des carrières souterraines), pour, d'une part, empêcher les fluctuations du coefficient de dilatation de la balance et, d'autre part, pour s'affranchir du paramètre température qui intervient sur le comportement du matériau.

Le gypse V1 a servi pour du fluage longue durée (plus de 400 jours pour certaines éprouvettes) avec chargement unique ; tandis que le gypse V2 a été utilisé en fluage par paliers et les essais d'une durée totale comprise entre 80 à 300 jours, ont été arrêtés avant la rupture afin d'observer des sections d'éprouvettes au microscope électronique à balayage (MEB), outil bien approprié pour apprécier l'état de fissuration d'un

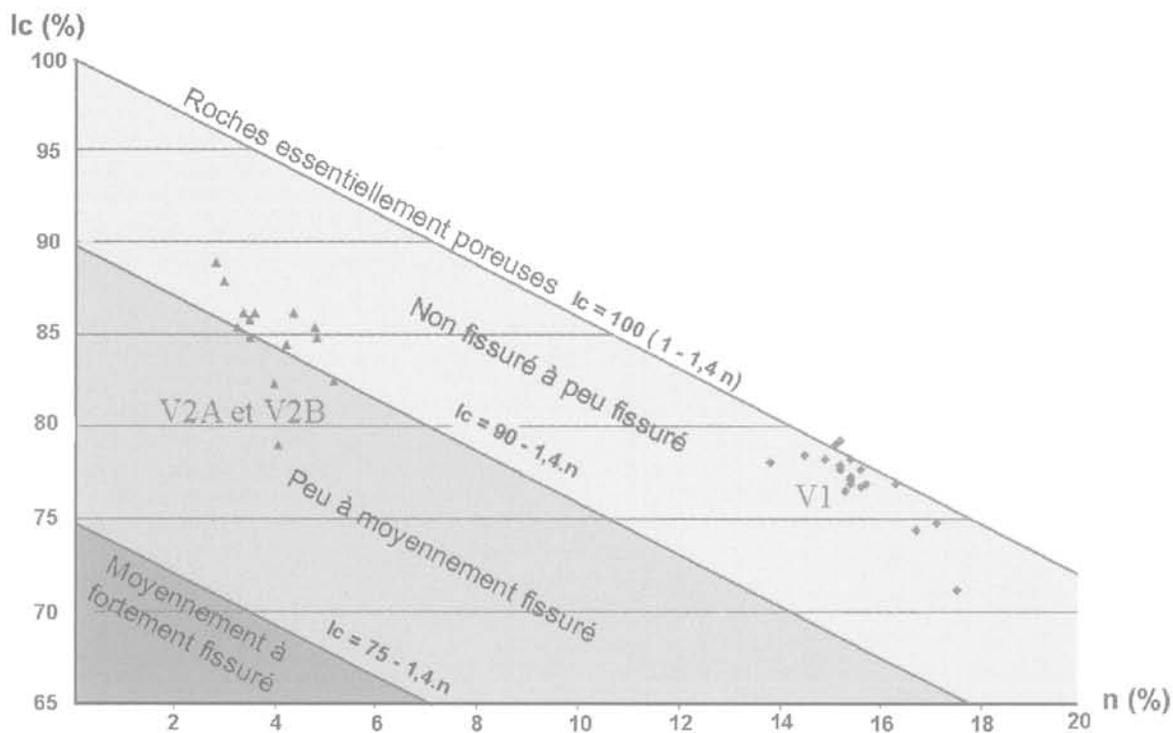


FIG. 1 Diagramme Index de continuité I_c (%) en fonction de la porosité n (%).
Diagram Index of continuity I_c (%) versus porosity n (%).

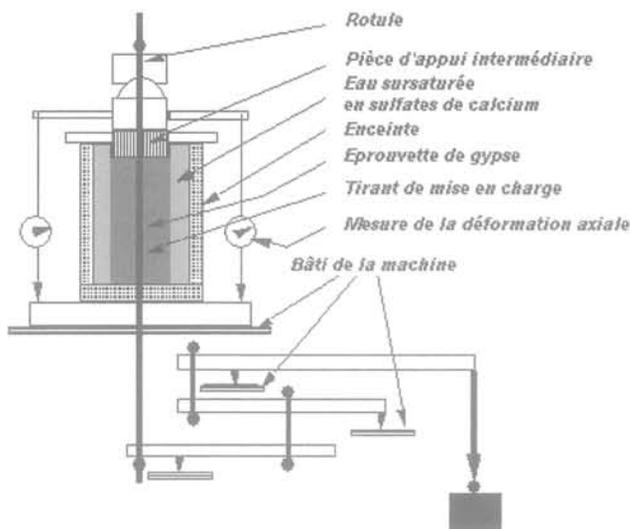


FIG. 2 Schéma du dispositif expérimental.
Diagram of the experimental device.

matériau. Les valeurs des chargements appliqués sont données dans le tableau II.

4

Résultats expérimentaux

4.1

Comportement du gypse lors du fluage

Pour une contrainte appliquée σ , on observe (Figs. 3 et 4) :

- Lorsque $0 < \sigma \leq 33\%$ de R_{cw} (gypse V1) ou $0 < \sigma \leq 55\%$ de R_{cw} (gypse V2), une phase de fluage transitoire très courte d'une durée de l'ordre de 20 heures; suivie par du fluage lent, asymptotique, caractérisé par une relation pseudo linéaire entre la déformation et le temps (éprouvettes V1-9, Fig. 3; et éprouvettes V2A-11, Fig. 4).

Le seuil expérimental de 33 % de R_{cw} (gypse V1) ou de 55 % de R_{cw} (gypse V2) correspond à une estimation par excès de la limite élastique σ_l selon Tincelin et Tijani (1982); tant que la contrainte est inférieure ou égale à la limite élastique, le fluage se stabilise avec le temps (Mor-

TABLEAU II Valeurs des charges appliquées en % de la résistance moyenne à la compression simple.
Values of the loads applied in % of the mean uniaxial compressive strength.

Éprouvettes	V1-9	V1-5	V1-8	V1-7	V1-2	V1-3	V1-1	V1-6
Charge en % de R_{cw}	33	37	40	41	44	49	44	60
Éprouvettes	V2A-11	V2A-12	V2A-14	V2B-6	V2B-8			
Charge en % de R_{cw}	45 et 55	60	50 et 60	45 et 60	45 et 60			

lier, 1966). La valeur de 33 % de R_{cw} pour le gypse V1 est cohérente avec la gamme de valeurs de seuil de foisonnement de 20 à 40 % de R_{cw} obtenues sur des gypses cristallins de la butte de l'Hautil (même origine que le gypse V1) testés en compression simple et en condition saturée (Massieu et Martinet, 1996). En effet on détermine généralement la limite élastique lors d'un essai en compression simple, la valeur de cette limite étant donnée par le seuil de foisonnement (CFMR, 2000) qui est la limite entre les domaines de propagation de la fissuration stable et instable (instable au sens où si l'on arrête de monter en charge la fissuration continue de progresser). Mais ce seuil de foisonnement est également une valeur par excès de la limite élastique, la valeur obtenue lors d'un essai de fluage étant plus proche de la valeur vraie de part la lenteur de l'essai (Tincelin et Tijani, 1982). Seulement, une estimation précise de la limite élastique demanderait des essais trop longs pour être entreprise.

• Lorsque $\sigma > 33\%$ de R_{cw} (gypse V1) ou $\sigma > 55\%$ de R_{cw} (gypse V2), et après la phase rapide du fluage transitoire, le fluage est caractérisé par une relation pseudo-linéaire entre la déformation et le temps. Plus la contrainte appliquée est élevée, plus la pente ($\Delta\epsilon/\Delta t$) est forte (exemple du gypse V1, Fig. 3).

A partir d'une valeur ϵ_0 de la déformation, le fluage s'accélère: la pente de la courbe déformation en fonction du temps ($\Delta\epsilon/\Delta t$) s'accroît rapidement. L'éprouvette prend alors la forme classique du tonneau du fait du frottement aux contacts plateau/éprouvette. Cela a été bien observé pour le gypse V1 (Fig. 3) soumis à charge constante, $\epsilon_0 \approx 5.10^{-3}$ pour l'éprouvette V1-5, et $\epsilon_0 \approx 3, 7.10^{-3}$ pour les éprouvettes V1-7 et V1-8; et moins précisément pour le gypse V2 (Fig. 4) soumis à un charge-

ment par paliers, $\epsilon_0 \approx 8, 5.10^{-3}$ (éprouvettes V2B6, V2B8).

Au voisinage de la valeur ϵ_0 , apparaissent au centre de l'éprouvette des lignes de cisaillement conjuguées pour le gypse V1 (analogues aux lignes de Lüders en métallurgie, information orale de V. Maury), beaucoup moins marquées pour le gypse V2 plus résistant que pour le gypse V1. Ces lignes évoluent en fissures dont l'une généralement progresse en empruntant un des plans tangents aux deux cônes de frottement. On passe ainsi au voisinage de ϵ_0 d'un mode de déformation continu (sans fissuration visible à l'œil nu) à un mode discontinu, ce qui est analogue au comportement en fluage du sel gemme dont le mode de cristallisation par accretion est similaire au gypse (Chen et Wang, 1993; Chen *et al.*, 1997; Yahya *et al.*, 2000).

• Lorsque $\sigma \geq 60\%$ de R_{cw} (gypse V1), il n'y a pas de stade de fluage transitoire ou de stade de fluage caractérisé par une relation pseudo linéaire entre la déformation et le temps. La déformation est rapide et l'éprouvette va rapidement à la rupture (éprouvette V1-6, Fig. 4);

On observe un ou deux stades de fluage suivant la valeur de la contrainte appliquée σ par rapport à la valeur de la limite élastique σ_l :

- si $\sigma \leq \sigma_l$, le fluage, caractérisé par une relation pseudo-linéaire entre la déformation et le temps (stade de fluage stationnaire) est asymptotique: la déformation tend vers une constante;

- si $\sigma > \sigma_l$, le fluage est caractérisé pour $\epsilon < \epsilon_0$ par une relation pseudo-linéaire entre la déformation et le temps (stade de fluage stationnaire); et pour $\epsilon \geq \epsilon_0$, par une accélération de la déformation jusqu'à la rupture brutale et rapide de l'éprouvette (stade de fluage accéléré).

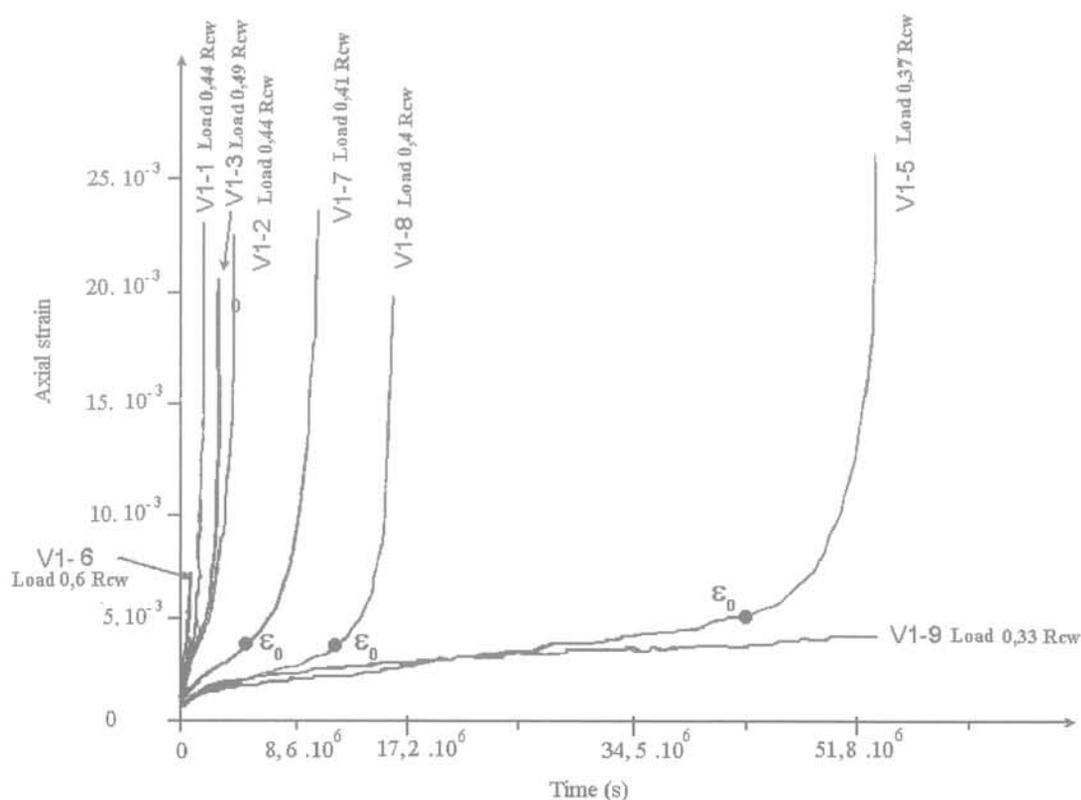


FIG. 3 Courbes de la déformation axiale en fonction du temps pour le gypse V1. Axial strain versus time curves for V1 gypsum.

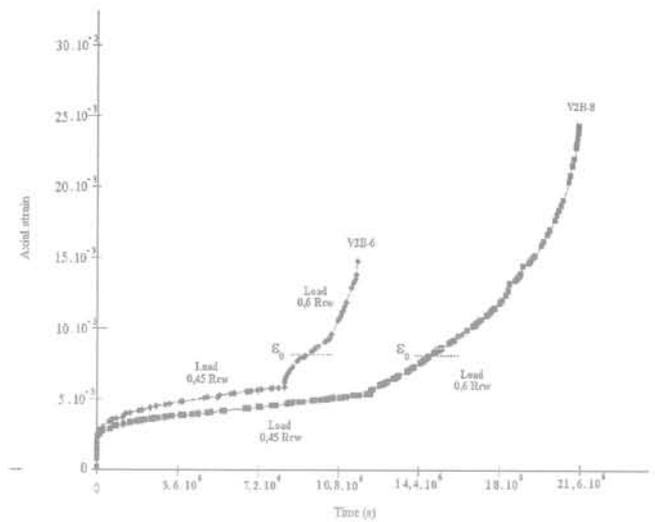
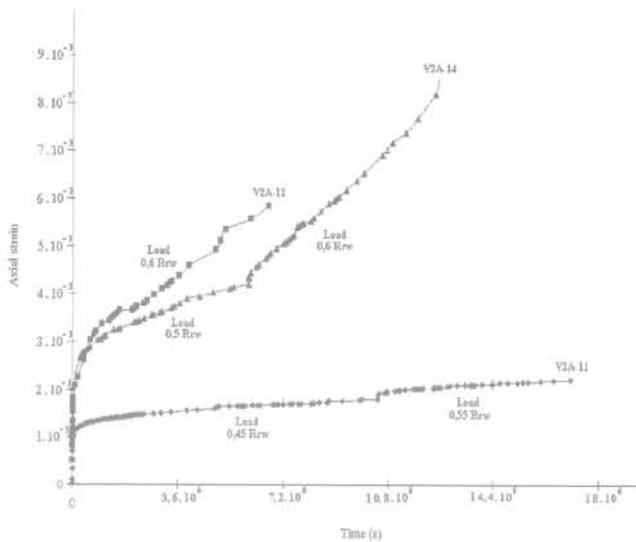


FIG. 4. Courbes de la déformation axiale en fonction du temps pour le gypse V2A et V2B. Axial strain versus time curves for the V2A and V2B gypsum.

4.2

Relation entre la vitesse de déformation et le temps de rupture t_r de l'éprouvette (gypse V1)

Lors du fluage dit stationnaire et non asymptotique ($\sigma > \sigma_c$), les courbes vitesses de déformation ($\Delta\epsilon/\Delta t$) en fonction du temps sur une échelle logarithmique, montrent que, pour chaque éprouvette la vitesse de déformation n'est pas constante mais décroît faiblement et régulièrement jusqu'à atteindre une valeur seuil minimale V_0 au-delà de laquelle démarre le fluage accéléré (Fig. 5). Cependant, pour l'éprouvette V1-5 (essai le plus long), la vitesse de déformation, après avoir baissé régulièrement, s'est stabilisée au voisinage de $4 \cdot 10^{-11} \text{ s}^{-1}$ sur plus de 300 jours avant que ne s'amorce le fluage accéléré.

Pour les éprouvettes de gypse V1 sur lesquelles la déformation ϵ_0 a pu être mesurée (éprouvettes V1-5, V1-7 et V1-8), le produit de la vitesse minimale V_0 par le temps de rupture t_r mesuré depuis le début du chargement, avoisine la moitié de la déformation ϵ_0 (Tableau III) :

$$V_0 \cdot t_r \approx \epsilon_0/2$$

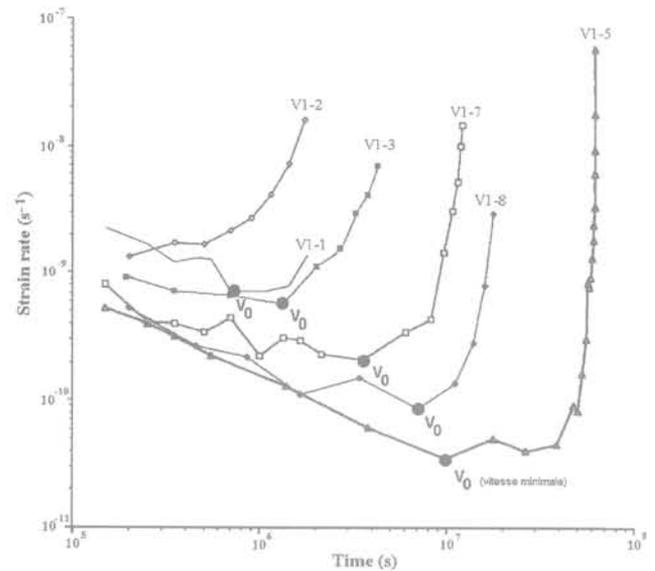


FIG. 5. Courbe de la vitesse de déformation en fonction du temps pour le gypse V1. Strain rate variation versus the time for the V1 gypsum.

TABLEAU III

Comparaison des valeurs de ($V_0 \cdot t_r$) et de ($\epsilon_0/2$) pour les éprouvettes V1-7, V1-8 et V1-5, avec V_0 la vitesse minimale mesurée lors du fluage, t_r le temps de rupture mesuré depuis le début du chargement et ϵ_0 la déformation axiale au-delà de laquelle le fluage accéléré démarre.

Comparison between the values of ($V_0 \cdot t_r$) and ($\epsilon_0/2$) for V1-7, V1-8 and V1-5; being V_0 the minimal strain rate measured during creep, t_r the time of rupture measured since the beginning of the loading and ϵ_0 the axial deformation beyond which accelerated creep starts.

	Charge (% R_{cw})	V_0 (s^{-1})	t_r (s)	ϵ_0	$V_0 \cdot t_r$	$\epsilon_0/2$
V1-7	41	$2,2 \cdot 10^{-10}$	$9,2 \cdot 10^6$	$3,75 \cdot 10^{-3}$	$2,02 \cdot 10^{-3}$	$1,87 \cdot 10^{-3}$
V1-8	40	$1,1 \cdot 10^{-10}$	$1,6 \cdot 10^7$	$3,75 \cdot 10^{-3}$	$1,66 \cdot 10^{-3}$	$1,87 \cdot 10^{-3}$
V1-5	37	$5 \cdot 10^{-11}$	$5,2 \cdot 10^7$	$5 \cdot 10^{-3}$	$2,6 \cdot 10^{-3}$	$2,5 \cdot 10^{-3}$

Aspect microscopique du mécanisme de rupture (gypse V2)

Les essais sur les éprouvettes du faciès V2 ont été arrêtés à différents états de fluage (Fig. 3): fluage stationnaire asymptotique (V2A-11), fluage stationnaire non asymptotique (V2A-12) et fluage accéléré (V2A-14). Les caractéristiques expérimentales aux arrêts d'essais sont indiquées sur le tableau IV.

TABEAU IV Valeurs de la déformation axiale ϵ et de la vitesse de déformation axiale ($\Delta\epsilon/\Delta t$) à l'arrêt de l'essai pour les éprouvettes V2A-11, V2A-12, V2A-14.

Values of the applied load, axial strain ϵ and strain rate ($\Delta\epsilon/\Delta t$) at the end of the test for the gypsum V2A-11, V2A-12, V2A-14.

	Durée de l'essai (s)	Charge (% de R_{cw})	ϵ	$\Delta\epsilon/\Delta t$ (s^{-1})
V2A-11	$1,7 \cdot 10^7$	55	$2,2 \cdot 10^{-3}$	$3 \cdot 10^{-11}$
V2A-12	$6,6 \cdot 10^6$	60	$5,8 \cdot 10^{-3}$	$4,5 \cdot 10^{-10}$
V2A-14	$1,2 \cdot 10^7$	60	$8,1 \cdot 10^{-3}$	$5,6 \cdot 10^{-10}$

Ces trois éprouvettes ont été ensuite enrobées dans une résine époxy afin de maintenir au mieux l'état des structures lors du découpage de sections. Douze coupes à la scie diamantée très fine ont été réalisées, parallèlement (1 coupe par éprouvette) et perpendiculairement (3 coupes par éprouvette) à la direction de la contrainte appliquée σ . Ces coupes, longitudinales ou transversales, passent au voisinage du centre des éprouvettes là où l'influence du frettage est moindre. Ces douze sections ont été ensuite métallisées puis observées au MEB (9 images par section d'éprouvettes, dont 3 images par échelle d'observation 700, 500 ou 200 μm).

Dans ces conditions expérimentales réduites :

- le stade de fluage stationnaire asymptotique, comparé à des échantillons témoins de gypse V2A (Potherat *et al.*, 1999), se traduit essentiellement par une décohésion légère entre les grains (V2A-11, Fig. 6);

- puis, lors du stade de fluage stationnaire non asymptotique (V2A-12, Fig. 6) cette décohésion intergranulaire s'accroît et s'accompagne d'une microfissuration se développant le long de plusieurs grains, et prépondérante dans les plans perpendiculaires à la direction de la contrainte;

- enfin, lors du stade de fluage accéléré (V2A-14, Fig. 6), cette décohésion et cette microfissuration se densifient et s'amplifient (longueurs des fissures et ouvertures entre les grains plus importantes qu'au stade précédent). Certains grains sont fragmentés et leur taille moyenne (non mesurée) s'est réduite.

Les observations de déstructuration progressive lors du fluage stationnaire à accéléré vont dans le sens de l'augmentation volumique observée macroscopiquement (forme en tonneau de l'éprouvette fretée), mais non mesurée (pas de capteurs de déplacements mesurant la déformation transversale lors des essais).

Par ailleurs, pour une échelle donnée (700, 500 ou 200 μm), le seuillage d'une image MEB en noir et blanc puis le traitement de cette image (comptabilité

des pixels noirs (vide) et blancs (zone granulaire)) permet de calculer une porosité relative moyenne pour chaque image, somme de la porosité de pores et de fissures.

A l'échelle de 500 μm , trois images MEB par section d'éprouvettes, chacune perpendiculaire à la direction de la contrainte et passant par le centre des éprouvettes, ont été traitées. Les résultats, qui demandent à être confirmés par un plus grand nombre d'images traitées ainsi que par des essais complémentaires, montrent qu'il existe un saut de porosité moyenne entre le fluage stationnaire et le fluage accéléré: en effet, pour le faciès V2A, la porosité moyenne est de 3,5 % avant essai. Elle avoisine 5 % pour les éprouvettes V2A-11 et V2A-12 lors du fluage stationnaire et passe à 12 % au début du fluage accéléré pour l'éprouvette V2A-14.

Ainsi à la transition entre fluage stationnaire et fluage accéléré, il existerait un saut de porosité (correspondant à un seuil de fissuration) au-delà duquel l'éprouvette va inévitablement à la rupture (stade court du fluage accéléré). Ce résultat est similaire au comportement instantané d'une éprouvette soumise à un essai en compression simple où au-delà du seuil de foisonnement, la propagation de la fissuration est instable et conduit à la ruine rapide de l'éprouvette (Panet, 1976).

5

Conclusion

La texture simple du gypse saccharoïde, constitué par accolement de grains, permet de mieux appréhender les mécanismes mis en œuvre lors du fluage de ce matériau en condition saturée et sans pression de confinement.

Après un stade de fluage transitoire, il existe un ou deux stades de fluage en fonction de la valeur de la contrainte appliquée σ par rapport à la valeur de la limite élastique σ_l :

- si $\sigma \leq \sigma_l$, le fluage, caractérisé par une relation pseudo-linéaire entre la déformation et le temps (stade de fluage stationnaire), est asymptotique;

- si $\sigma > \sigma_l$, le fluage est caractérisé :

- pour $\epsilon < \epsilon_0$, par une relation pseudo-linéaire entre la déformation et le temps (stade de fluage stationnaire). Lors de ce stade, la vitesse de déformation axiale ($\Delta\epsilon/\Delta t$) tend vers une valeur minimale V_0 et le produit de cette vitesse minimale V_0 par le temps de rupture t_r , mesuré depuis le début du chargement, avoisine $\epsilon_0/2$ (relation déjà mentionnée par Morlier, 1966);

- pour $\epsilon \geq \epsilon_0$, par une accélération de la déformation jusqu'à la rupture brutale et rapide de l'éprouvette (stade de fluage accéléré).

Les observations au MEB, qui sont à confirmer par un plus grand nombre d'images et d'essais complémentaires, tendent à montrer que le mécanisme de rupture, lors du fluage, se caractérise par une décohésion des grains puis par microfissuration croissante et une fragmentation des grains. Cette déstructuration du matériau se traduirait par une augmentation de la porosité relative, progressive lors du fluage stationnaire, puis brutale au début du fluage accéléré qui conduit à la ruine rapide et brutale de l'éprouvette. Ce saut brusque de porosité au début du fluage accéléré, soit

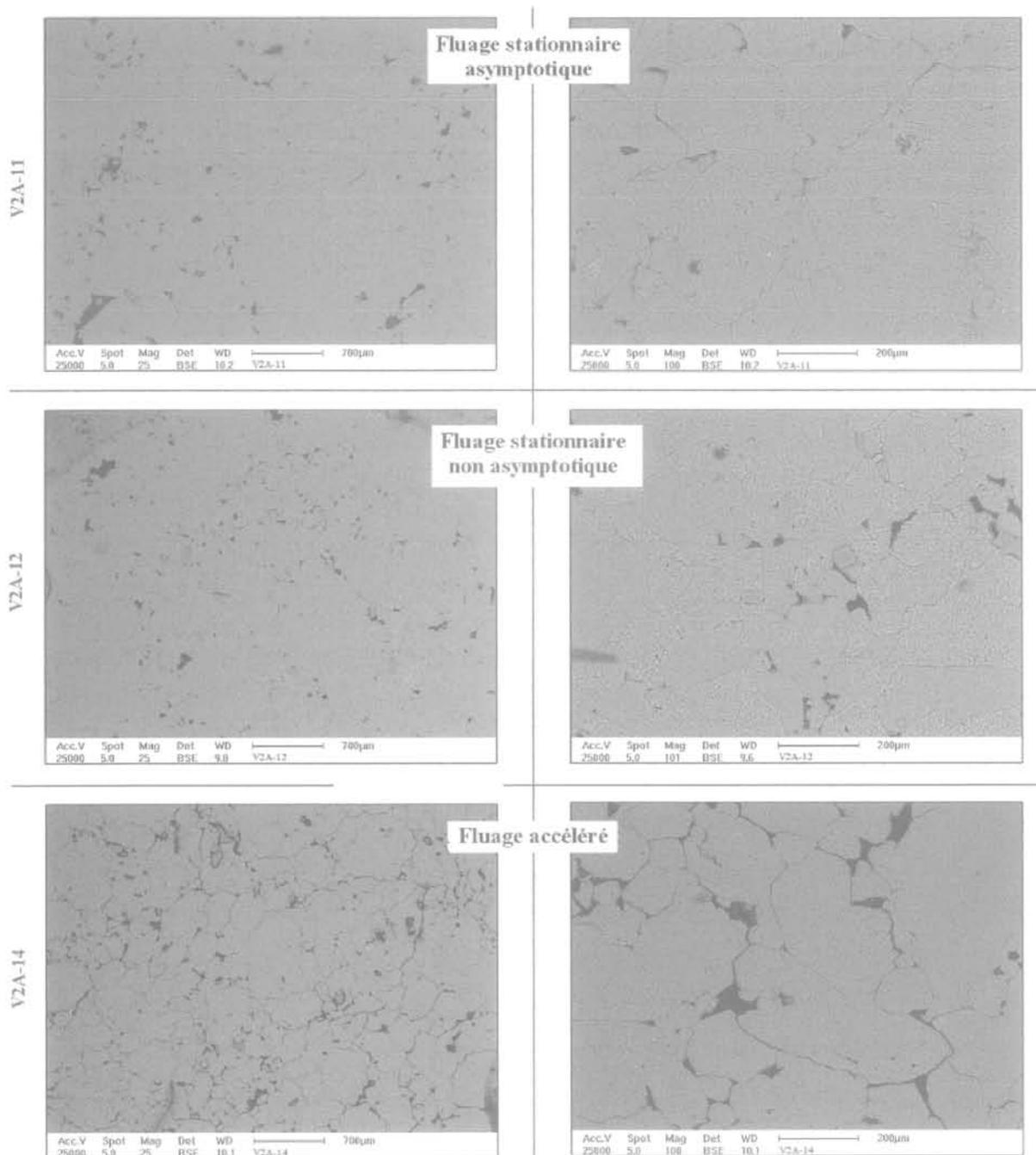


FIG. 6 Aspect microscopique du fluage à deux échelles (images MEB 700 μm et 200 μm). Sections au centre des éprouvettes et perpendiculaires à la direction de la contrainte appliquée.
Microscopic aspect of creep on two scales (images MEB 700 μm and 200 μm). Sections in the center and perpendicular to the direction of the applied stress.

au voisinage de la déformation ϵ_p , est en concordance avec les observations macroscopiques du passage d'un mode de déformation continu (sans fissuration visible à l'œil nu) à un mode discontinu.

Ces différents résultats ne sont malheureusement pas directement transposables aux piliers des carrières souterraines soumis à charge constante, du fait :

- de l'effet d'échelle et de l'effet de forme (pilier trapézoïdal ou rectangulaire);
- des différents types de gypse saccharoïde constituant un pilier (une taille moyenne de grain par banc de gypse et une épaisseur pour chaque banc);

- des variations hygrométriques qui influent nettement sur les vitesses de fluage (Auvray *et al.*, 2004);
- et de l'anisotropie du gypse (toutes les éprouvettes ont été taillées perpendiculairement au litage).

Néanmoins, ces résultats peuvent être exploités, en termes de calage de modèles rhéologiques dont l'introduction dans des codes numériques adéquats permettrait une meilleure analyse de la stabilité à long terme des carrières souterraines. Enfin, les observations sur les mécanismes de ruptures montrent que dans un pilier, des bancs de gypse apparemment sains (sans fissuration macroscopique visible) peuvent être en fait relativement dégradés, proches du stade de fluage accéléré et donc de la ruine.

- Durville J.-L., Massieu E., Martineau F. – Étude physico-mécanique du gypse d'une carrière souterraine en région parisienne. *Geotechnical Engineering of Hard Soils-Softs Rocks*, Symposium AIGI, Athens, Greece, 20-23 sept. 1993.
- Auvray C., Homand F., Hoxha D., Didier C. – Influence du temps et de l'hygrométrie sur le comportement du gypse. *Revue française de géotechnique* 106-107, 2004, p. 41-51
- Hoxha D., Giraud A., Homand F. – Modelling long-term behaviour of a natural gypsum rock. *Mechanics of Materials*, vol. 37-12, 2005, p. 1223-1241.
- Deicha G. – Fluctuations cristallogénétiques et séquences évolutives dans le gypse parisien. *Bull. inf. géo. bassin parisien* 41, 2004, p. 15-17.
- Potherat P., Durville J.-L., Guédon S., Massieu E. et Martinet L. – Étude de la stabilité d'une carrière de gypse de la butte de Montmorency, aspects géologiques et géomécaniques. Rapport interne LCPC, Activité n° 327 206, 1999, 44 p.
- Fourmaintraux D. – Caractérisation des roches : essais de laboratoires. *La mécanique des roches appliquée aux ouvrages de génie civil*, Association Amicale des Ingénieurs Anciens Élèves, ENPC, 1976, p. 13-37.
- Tincelin E., Tijani S.M. – La stabilité de la surface à l'aplomb des exploitations souterraines en mines métalliques ou assimilées. *Rev. ind. min.*, Les Techniques 1982, p. 2-82.
- Morlier P. – Le fluage des roches. *Ann. ind. tech. bât. trav. pub.* 217, 1966, p. 90-112.
- Massieu E., Martinet L. – Essais triaxiaux sur du gypse provenant d'une carrière souterraine de la région parisienne. Sujet 224 246, commission technique 24, rapport interne LCPC, déc. 1996, 15 p.
- CFMR – *Manuel de mécanique des roches*, Presses de l'École des mines de Paris, tome 1, *Fondements*, 2000, 280 p.
- Chen Z., Wang M.L. – A micro and macro-mechanical modeling of creep mechanisms for the WIPP rock salt. *Proc 3rd Annu. WERC Tech. Devel. Conf.*, New Mexico Waste-Mgmt. Educ. and Res. Consortium (WERC), Las Cruces, N. M., 1993, p. 23-33
- Chen Z., Wang M.L., Lu T. – Study of tertiary creep of rock salt. *J. Eng. Mech.*, ASCE, 123 (1), 1997, p. 233-242.
- Yahya O.M.L., Aubertin M., Julien M.R. – A unified representation of the plasticity, creep and relaxation behaviour of rock salt. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. And Geomech.* 37, 2000, p. 787-800.
- Panet M. – Les propriétés mécaniques des roches. *La mécanique des roches appliquée aux ouvrages de génie civil*, Association Amicale des Ingénieurs Anciens Élèves, ENPC, 1976, p. 13-37.

Étude et modélisation du comportement à l'enfoncement des sols de surface : influence sur leur traficabilité

O. BENOIT
P. GOTTELAND

LIRIGM
Université Joseph-Fourier
Maison des Géosciences
BP 53
38041 Grenoble Cedex 9
Olivier.Benoit@ujf-grenoble.fr
Philippe.Gotteland@ujf-
grenoble.fr

Résumé

Cet article présente les résultats marquants d'un programme de recherches relatif à la traficabilité des sols de surface et à leur déstructuration par des véhicules munis d'outils de scarification. Dans ce cadre, un dispositif expérimental prototype, transportable et modulable, a permis d'effectuer deux types d'essais à vitesse rapide en laboratoire ou *in situ* : des essais d'enfoncement et des essais de cisaillement en translation. Plusieurs sols types ont été testés incluant des comportements frottant, cohérent et cohérent-frottant. Des essais en vraie grandeur ont été réalisés pour visualiser les mécanismes mis en jeu et pour valider certains résultats. L'exploitation des essais permet d'évaluer les grandeurs nécessaires à la spécification opérationnelle de la mobilité d'un véhicule, l'effort de traction et la résistance à l'avancement. C'est dans le cadre de l'étude plus approfondie de cette dernière que l'exploitation spécifique des essais d'enfoncement a permis le développement d'un nouveau modèle global de comportement des sols de surface lors de l'enfoncement d'une plaque. L'influence du remaniement du sol a également été étudiée afin de prendre en compte l'enfoncement supplémentaire que subit un engin dans ces conditions.

Mots-clés : sols de surface, sol remanié, expérimentations multi-échelles, essai d'enfoncement, traficabilité, modèle de mobilité.

Study and modeling of surface soils sinkage test behaviour : influence on the trafficability

Abstract

This article aims at the main results of a research program relating to the surface soils trafficability and their mechanical rehandling induce by vehicles equipped with scarification tools. Within this framework, a prototype transportable and multifunctional experimental device makes it possible to carry out two types of tests at fast speed in laboratory or *in situ* : sinkage tests and translational shear tests. Several soil types were tested including sand (frictional behaviour), silt (coherent behaviour) and silty sand (frictional-coherent behaviour). Full-scale tests were carried out with instrumented vehicle to study the mechanisms and validate some results. The exploitation of the tests makes it possible to evaluate data necessary to the operational specification of the vehicle mobility : the tractive effort and the motion resistance. It is to specifically study this latter that a new global model of behaviour of the surface soils during the sinkage of a plate was developed. The influence of the mechanical rehandling of the soil was also studied in order to take into account the additional sinkage undergoes by a vehicle under these conditions.

Key words : surface soils, rehandled soil, multi-scale experiment, sinkage test, trafficability, mobility model.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} décembre 2006.

NOMENCLATURE

Symbole	Unité SI	Description
H	kN	Effort de traction
τ	kPa	Contrainte de cisaillement
K, K_r, K_w, e		Paramètres de Wong et Janosi
j_{max}	m	Déplacement maximal
DP	kN	Capacité de traction
i	%	Glissement
V_j	m.s ⁻¹	Vitesse de glissement
V_j^t	m.s ⁻¹	Vitesse théorique
V_r	m.s ⁻¹	Vitesse réelle
L	m	Longueur de plaque, longueur de brin
R	kN	Résistance à l'avancement
R_c	kN	Résistance au compactage
B	m	Diamètre de plaque, largeur de brin
n, k_c, k_ϕ		Paramètres du modèle de Bekker
z	m	Enfoncement
p	kPa	Pression
m, C_m, s_m, s_0		Paramètres du modèle N2M
ϕ	degré	Angle de frottement
c	kPa	Cohésion
γ	kN.m ⁻³	Poids volumique
w	%	Teneur en eau
IP	%	Indice de plasticité
E	MPa	Module d'Young
ν		Coefficient de Poisson
C_f		Coefficient de forme
N_c, N_g, N_q		Facteurs de capacité portante
$\lambda_c, \lambda_\gamma, \lambda_q$		Coefficients de forme
z_c	m	Profondeur critique
h	m	Profondeur de scarification

1

Introduction

Dans le contexte actuel de gestion de crise et conflit, la mobilité opérationnelle et, en particulier, l'ouverture d'itinéraires dans un théâtre d'opération doivent s'effectuer de manière sûre et rapide. Dans cette optique, la volonté de moderniser les moyens de déminage mécanique opérationnel s'est traduite, en 1998, par la mise en place par la Délégation générale pour l'armement (DGA) d'un Plan d'étude amont (PEA). Le travail a porté sur un ensemble (engin pousseur + outil de scarification (Fig. 1)) permettant un déminage mécanique (Grima et

al., 2000). Le principe de ce type de déminage est la scarification du sol sur une profondeur de 0,3 m. Pour appréhender les phénoménologies impliquées, un groupement scientifique a été formé incluant des travaux expérimentaux sur l'outil de scarification (LGC Clermont-Ferrand et le CER Rouen) ainsi que leurs pendants numériques (CEMEF Sophia-Antipolis, LMGC Montpellier, LTDS Écully) et des travaux expérimentaux et de modélisation sur la mobilité de l'engin pousseur (LIRIGM Grenoble). Des expérimentations multi-échelles (Benoit, 2002) ainsi que des modélisations (Nouguier, 2000; Renon et al., 2000; Benoit et al., 2002) ont ainsi été réalisées visant à combiner compréhension théorique et méthodologie opérationnelle.

L'objectif de cet article est de synthétiser les travaux réalisés sur la thématique de la mobilité dans le cadre de cette étude. Après une présentation de la thématique, sont décrits les moyens expérimentaux développés et mis en place. Dans le cadre de l'étude spécifique des essais d'enfoncement, un nouveau modèle de détermination de l'enfoncement est exposé ainsi qu'une méthode de prise en compte du remaniement mécanique du sol.

2

Traficabilité des sols de surface Mobilité des véhicules

2.1

Définitions

Dans la littérature, la nuance entre la traficabilité et la mobilité est floue. Cependant, une définition acceptable est de parler de mobilité lorsque la prise en compte des caractéristiques du train de roulement du véhicule est explicite et de traficabilité lorsque l'étude s'arrête à la définition d'une portance pour un type de sol. L'étude de la mobilité des véhicules passe donc par l'étude complexe du comportement mécanique des sols de surface. D'une épaisseur de quelques dizaines de centimètres, les sols de surface sont considérés comme très hétérogènes. Leur composition, leur exposition aux conditions climatiques changent considérablement leur comportement mécanique en fonction du lieu et du temps. Les conséquences sont importantes pour la mobilité tout terrain des véhicules et concernent directement des domaines comme l'agriculture, le génie civil ou le génie militaire.

A la complexité du matériau sol s'ajoute la complexité des sollicitations envisagées. Les interactions entre le train de roulement d'un véhicule et le sol jouent



FIG. 1 Caterpillar D9 (à gauche) et AMX30B2-DT (à droite) avec leurs charrues de scarification.

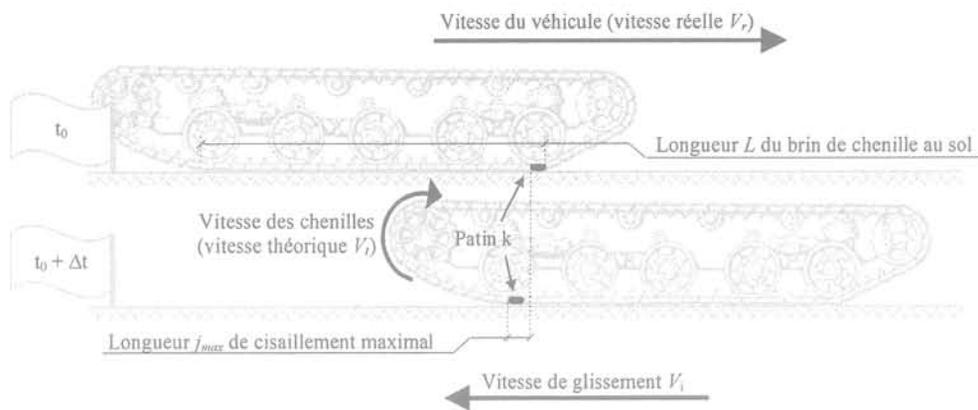


FIG. 2 Cisaillement sous un patin de chenille pour un véhicule en mouvement à vitesse constante.

un rôle fondamental sur la capacité de déplacement du véhicule. Ces interactions provoquent deux types d'efforts : des efforts moteurs permettant au véhicule d'avancer et des efforts résistants limitant le mouvement.

Les efforts moteurs, regroupés sous le terme générique d'effort de traction H , ont pour origine le cisaillement du sol qui fournit une réaction permettant l'appui des éléments de motricité, pneumatiques ou patins de chenille (Fig. 2). L'effort de traction est obtenu par intégration du cisaillement τ le long du brin de chenille en contact avec le sol (éq. 1). Ce cisaillement est décrit par des équations globales permettant sa modélisation sur l'ensemble du domaine des déplacements. Deux types d'équations sont utilisés actuellement dans la littérature suivant que le cisaillement montre un pic de contraintes (éq. 2) (Wong et Preston-Thomas, 1983) ou non (éq. 3) (Janosi et Hanamoto, 1961). Les constantes K , K_r , K_w et e décrivent, chacune dans leur relation, l'évolution des contraintes τ en fonction du déplacement j et sont déterminées par l'analyse d'essais de cisaillement réalisés sur le sol étudié.

$$H = \int_0^L \tau dx \quad (1)$$

$$\frac{\tau}{\tau_{pic}} = K_r \left[1 + \left[\frac{1}{K_r (1 - 1/e)} - 1 \right] \exp\left(1 - \frac{j}{K_w}\right) \right] \times \left[1 - \exp\left(1 - \frac{j}{K_w}\right) \right] \quad (2)$$

$$\frac{\tau}{\tau_{palier}} = 1 - \exp\left[\frac{-j}{K}\right] \quad (3)$$

En considérant la chenille comme inextensible, le cisaillement provoque un déplacement du patin k (Fig. 2) en sens opposé à la marche, atteignant son maximum j_{max} lorsque l'arrière du véhicule passe sur le patin considéré. En décomposant ce déplacement, il apparaît une grandeur appelée glissement i (éq. 4), qui est fonction de la vitesse du véhicule, appelée vitesse réelle V_r , et de la vitesse du train de roulement, appelée vitesse théorique V_t .

$$j_{max} = V_i \Delta t = (V_t - V_r) \frac{L}{V_t} \quad \text{avec} \quad i = \frac{V_t - V_r}{V_t} \quad (4)$$

Les efforts résistants, regroupés sous le terme générique de résistance à l'avancement R (Bekker, 1956; Reece, 1965), peuvent avoir des origines multiples. Il

existe des résistances externes comme la résistance de compactage due à l'énergie dissipée lors du compactage du sol par le véhicule, la résistance au bulldozing due à l'effet de lame des chenilles sur sol peu porteur, la résistance d'allure due à l'angle pris par le véhicule lors de tout mouvement et qui est fonction du centre de gravité, et des résistances internes dues aux frottements au niveau du train de roulement. L'une des plus importantes et la plus étudiée est la résistance au compactage R_c définie par Bekker en 1956 (éq. 5). Les paramètres k_c , k_ϕ et n sont déterminés à l'aide d'essais d'enfoncement de plaque sur le sol étudié permettant l'obtention d'une courbe reliant la pression à l'enfoncement z .

$$R_c = \left[\frac{k_c + Bk_\phi}{n+1} \right] z^{n+1} \quad (5)$$

L'étude de ces interactions entre le train de roulement et le sol permet de modéliser la mobilité d'un véhicule comme la différence entre l'effort de traction global H et la somme des résistances à l'avancement R . Cette différence est appelée capacité de traction DP (Drawbar Pull):

$$DP = H - R \quad (6)$$

2.2

Remaniement des sols de surface

Le remaniement des sols de surface provoque une perte de caractéristique mécanique. Le sol est dit remanié lorsqu'il se retrouve dans un état différent de son état initial du fait d'une sollicitation mécanique, physique, biologique ou chimique (Dexter, 1997). Cette étude s'est intéressée à la modification mécanique de la structure du sol c'est-à-dire au remaniement du sol provoqué par un outil composé de dents surmontées d'une lame. Les dents déstructurent le sol avec pour objectif de faire remonter de gros éléments que la lame évacue avec une partie du sol. La scarification du sol par les dents a été étudiée pour les sables (Rajaman et Oïda, 1992), pour les sols agricoles (Godwin et Spoor, 1977) et pour les sols argileux (Stafford, 1981). Plus spécifiquement, le comportement de gros éléments dans le sol a été abordé lors d'études sur la ségrégation des sols agricoles (Oostwoud Wijdenes et Poesen, 1999). Dans le domaine du génie militaire, ayant pour objectif le déminage, la scarification se fait à l'avant du véhicule.

Elle provoque une augmentation de la résistance à l'avancement du véhicule pousseur qui doit évoluer sur un sol bicouche « sol remanié-sol non remanié » (Fig. 3). La plupart des travaux existants sur la détermination de la capacité portante sur sol bicouche propose des schémas de rupture montrant l'influence prépondérante de l'épaisseur de la première couche (Hanna et Meyerhof, 1980; Okamura *et al.*, 1998). Ces travaux ont été réalisés sur des bicouches composés de deux couches de sols de différente nature, sable sur argile le plus souvent. La prise en compte de la création d'un sol bicouche par scarification, de l'effet cinétique du cisaillement sur ce type de sol et de l'influence sur ses caractéristiques mécaniques n'ont fait l'objet d'aucune étude. Cependant, l'évaluation avant opération de l'influence de la scarification sur la perte potentielle de puissance motrice de l'engin est importante. Sa quantification doit être possible à partir du comportement du sol initial en place, c'est-à-dire des paramètres du sol non remanié, et de la profondeur de remaniement.

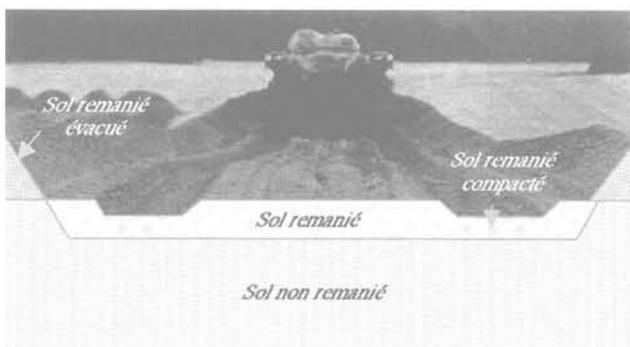


FIG. 3 Coupe transversale d'un sol lors d'une opération de déminage mécanique.

3

Développements expérimentaux

3.1

Dispositif DECART

La mobilité d'un véhicule est liée à deux mécanismes prépondérants : le cisaillement du sol par le train de rou-

lement, qui offre un effort de traction permettant un mouvement, et l'enfoncement du train de roulement sous le poids de l'engin, qui provoque une résistance à l'avancement du fait du compactage du sol porteur. Afin de reproduire ces mécanismes, un dispositif prototype DECART (Dispositif Expérimental de CARactérisation de la Traficabilité) a été développé au LIRIGM de Grenoble (Benoît et Gotteland, 2002). Il permet la réalisation de deux types d'essais : un essai d'enfoncement de plaque et un essai de cisaillement par translation de plaque. L'essai d'enfoncement (Fig. 4) consiste à faire pénétrer sur 200 à 300 mm au moyen d'un vérin hydraulique (25 kN max) une plaque circulaire (50, 100 ou 150 mm de diamètre) dans le sol à vitesse constante lente (45 mm/min) ou rapide (28 mm/s). L'enfoncement de la plaque et l'effort appliqué sur la plaque sont mesurés respectivement par un capteur de déplacement LVDT et par un capteur de force. L'essai de cisaillement est réalisé en translatant sur environ 400 mm, à une vitesse constante lente (~23 mm/min) ou rapide (~14 mm/s), une tête instrumentée (Fig. 4) chargée verticalement (50, 100 ou 150 kPa). La plaque horizontale de cisaillement (340 mm x 240 mm) peut être à interface lisse afin de représenter une configuration de frottement sol/métal, à interface alvéolée afin de confiner le sol et de reproduire un frottement sol/sol, et une interface à barrettes afin d'étudier l'influence d'une géométrie réelle. La translation et le chargement sont assurés par deux vérins hydrauliques (25 kN max). Les mesures de déplacements horizontal et vertical sont assurées par des capteurs LVDT. Les efforts mesurés au niveau de la tête instrumentée par des capteurs de force sont au nombre de trois : l'effort horizontal global, l'effort dit de bulldozing sur une plaque verticale placée à l'avant de la tête, et l'effort vertical. L'effort de cisaillement est obtenu par la différence entre l'effort global et l'effort de bulldozing.

Les essais ont été réalisés sur trois types de sols choisis par l'ensemble des laboratoires participants au PEA pour être représentatifs des sols les plus courants sur la planète et pour être représentatifs des grands comportements mécaniques : un sable propre de classification GTR D1 (sol frottant), un limon de classification GTR A1 (sol cohérent) et un sable limoneux de classification GTR B5 (sol cohérent frottant). En laboratoire, les essais ont été réalisés en cuve (hauteur 0,8 m, largeur 1 m, longueur 1,3 m), sur le sable D1 et le sable limoneux B5 avec la teneur en eau et la densité contrôlées. Le limon et le sable limoneux ont été testés

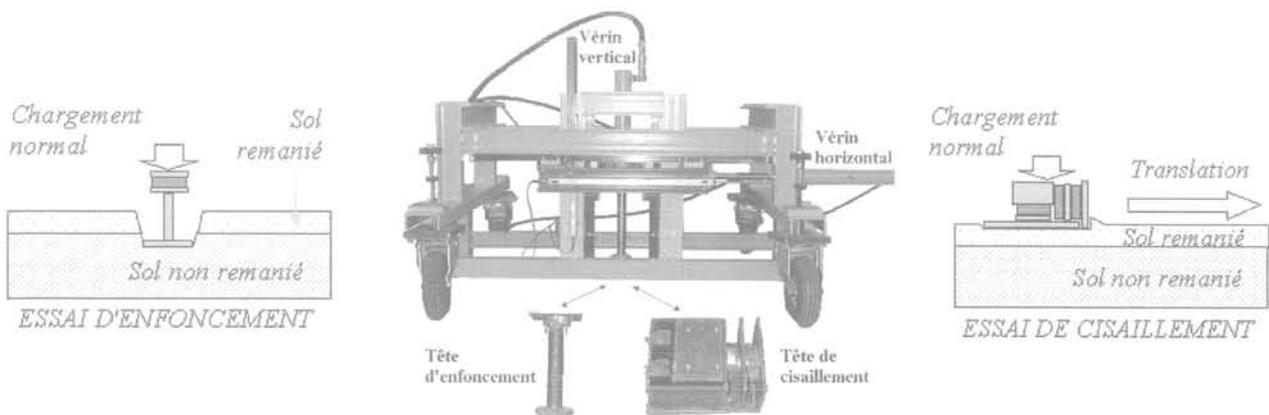


FIG. 4 Schéma de principe de l'essai d'enfoncement (à gauche), dispositif DECART avec ses têtes d'enfoncement et de cisaillement (au centre), schéma de principe de l'essai de cisaillement (à droite).

Essais en vraie grandeur

en fosse (longueur 20 m, largeur 8 m, profondeur 0,6 m). Chacun des sols a été étudié dans une configuration compactée (densité unique) et une configuration scarifiée (bicouche de densités différentes). Dans les cuves, ces états sont obtenus par un protocole de mise en place et de compaction. Dans la fosse, l'état scarifié est obtenu par le passage d'une charrue utilisée également pour les essais en vraie grandeur (Fig. 5).

Les données expérimentales obtenues montrent des courbes d'une grande répétabilité dans les sols homogènes permettant un approfondissement des modèles aussi bien pour les essais d'enfoncement que pour les essais de cisaillement (Fig. 6). Ces résultats et les modèles existants de mobilité (Wong, 1989) ont permis de remonter à la résistance à l'avancement d'un véhicule par les essais d'enfoncement et de calculer l'effort de traction qu'un véhicule est susceptible de transmettre au sol par l'intermédiaire des essais de cisaillement. Des essais en vraie grandeur ont validé les résultats.

Dans le cadre du PEA, deux types d'essais en vraie grandeur de traficabilité ont été réalisés avec pour objectif l'identification des phénoménologies associées aux problématiques de la mobilité et la validation des modèles existants et en développement. Ils permettent la mesure de la résistance à l'avancement et la mesure de la capacité de traction d'un véhicule, respectivement R et DP (éq. 6). La résistance à l'avancement R est obtenue en mesurant l'effort nécessaire à la traction du véhicule test chenilles débrayées (Fig. 7a). La capacité de traction est obtenue en mesurant l'effort fourni par le véhicule test pour tracter un autre engin freinant progressivement depuis une vitesse constante jusqu'à l'arrêt complet du système (Fig. 7b). En plus des efforts mesurés par des capteurs de force, la vitesse linéaire



FIG. 5 De gauche à droite, essai de capacité de traction sur sable, charrue expérimentale de scarification, fosse d'expérimentation avec sol A1 à gauche et B5 à droite.

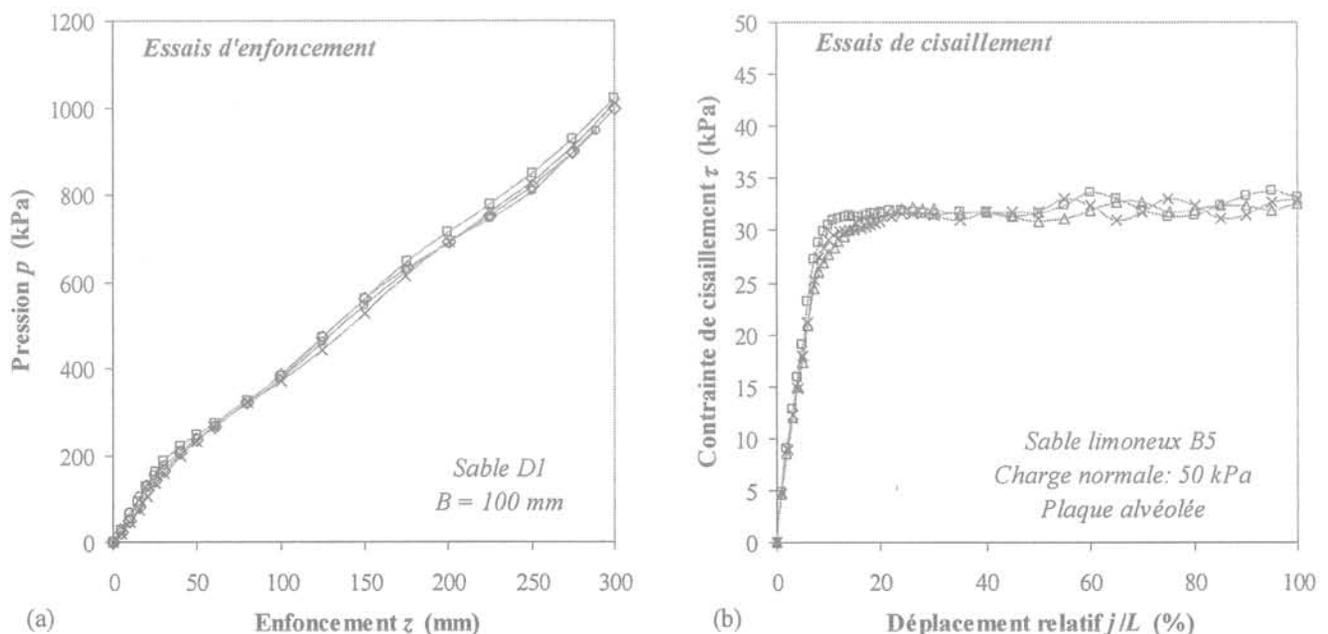


FIG. 6 Exemple de répétabilité de courbes expérimentales obtenues par DECART : (a) essais d'enfoncement sur sable D1, (b) essais de cisaillement sur sable limoneux B5.

Théorie

Dans le domaine de la mobilité, les essais d'enfoncement peuvent être reliés à la résistance à l'avancement d'un véhicule. L'exploitation des essais d'enfoncement à pour origine les travaux de Bekker (1956) donnant une relation (éq. 7) liant la pression p appliquée sur une plaque de diamètre B et l'enfoncement z de celle-ci par l'intermédiaire de trois paramètres k_c , k_ϕ et n couramment appelée paramètres de Bekker. Ces paramètres sont déterminés à l'aide d'un jeu d'au moins deux essais d'enfoncement avec des plaques de diamètre différent en utilisant la forme logarithmique de l'Equation 7 et la méthode des moindres carrés (Wong, 1989). Le modèle de Bekker avec ses dérivés (Reece 1965) est un modèle phénoménologique global décrivant l'allure de la courbe pression-enfoncement mais dont les paramètres se relient difficilement à la description traditionnelle du comportement mécanique des sols.

de l'engin (vitesse réelle V_r) est mesurée par une roue codeuse ainsi que la vitesse de rotation des chenilles (vitesse théorique V_t) par un capteur de proximité. Ces deux vitesses permettent de calculer le glissement du véhicule (éq. 4). Le véhicule test est un engin de chantier chenillé Caterpillar D6D de 17 tonnes en état de marche (Fig. 6). Les différents essais sont effectués dans une fosse d'expérimentation de 32 m de longueur et de 8 m de largeur sur quatre types de sol : les trois sols utilisés pour les essais DECART et un tout-venant de classification GTR C1B4 (sol grossier). Chaque sol mis en place sur 0,6 m d'épaisseur a été testé en configuration compacté et scarifié. La scarification sur une profondeur de 0,25 m a été assurée par une charrue, identique à celle utilisée pour les essais DECART en fosse.

A partir des différents résultats obtenus lors de ces campagnes d'essais en vraie grandeur, une analyse opérationnelle de la traficabilité sur sol scarifié a été développée (Benoit *et al.*, 2003). La détermination de la capacité de traction maximale DP_{max} , correspondant à un glissement i de 80 % (Fig. 7c), et de la capacité de traction opérationnelle DP_{ops} , correspondant à un glissement i de 20 % (Fig. 7c), a permis l'obtention d'abaque de performance par rapport aux caractéristiques du véhicule et du sol (Fig. 7d). La vitesse maximale V_{max} des engins peut ainsi être déterminée.

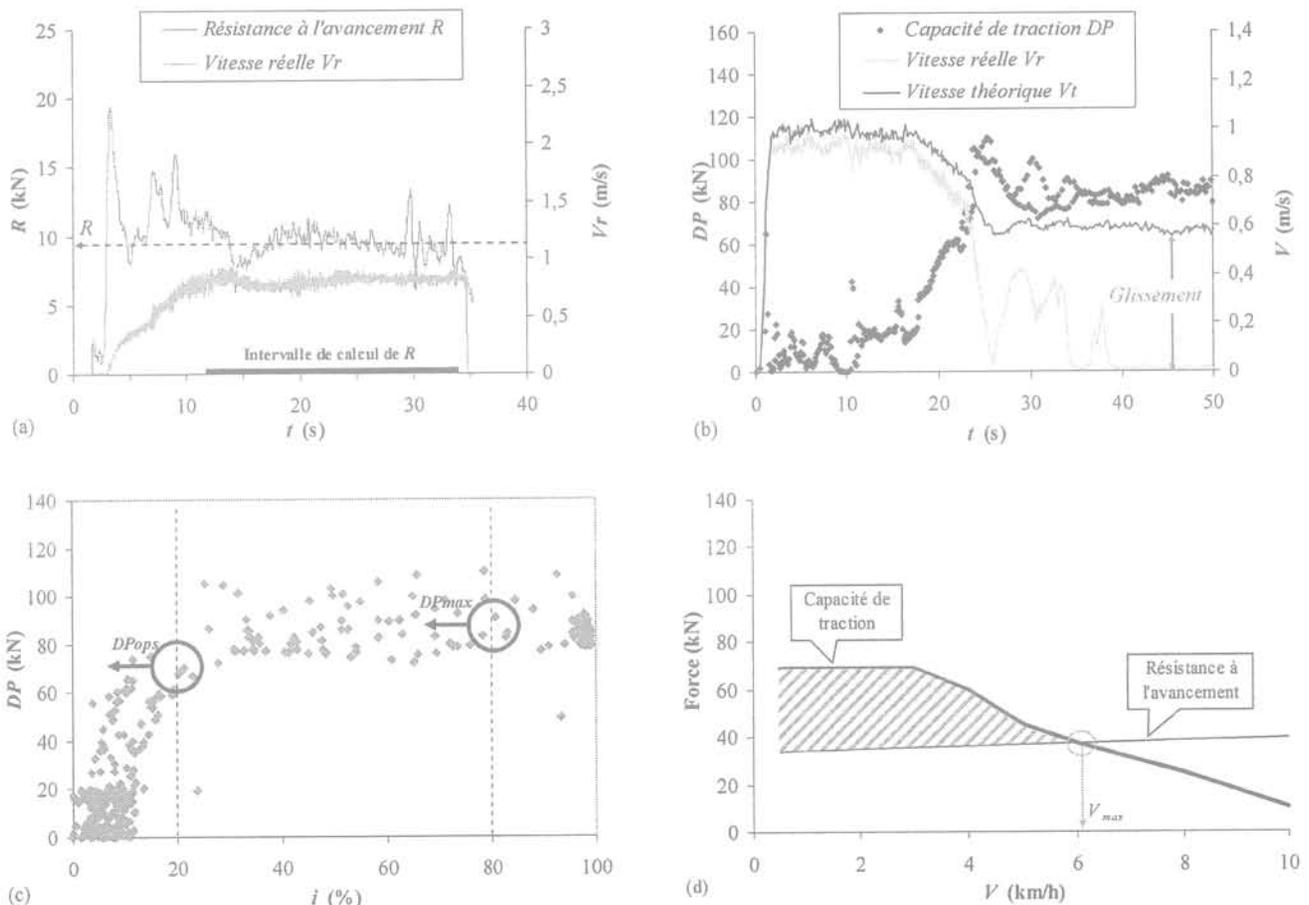


FIG. 7 Résultats types des essais en vraie grandeur sur sable D1 (a) essai de résistance à l'avancement R , (b) essai de capacité de traction DP , (c) détermination des capacités de traction maximale DP_{max} et opérationnelle DP_{ops} , (d) abaques de performances du véhicule D6D.

$$p = \left(\frac{k_c}{B} + k_p \right) z^n \quad (7)$$

Afin de pallier ce problème, les essais d'enfoncement ont été utilisés pour mettre en évidence une différence de comportement des sols types. Les résultats montrent une phase initiale et une phase finale linéaires (Fig. 8) pouvant être assimilées respectivement à la phase linéaire de l'élasticité et à l'état critique de la phase plastique caractérisant le comportement élastoplastique d'un sol. La zone de transition caractérise le passage non linéaire d'un comportement à l'autre.

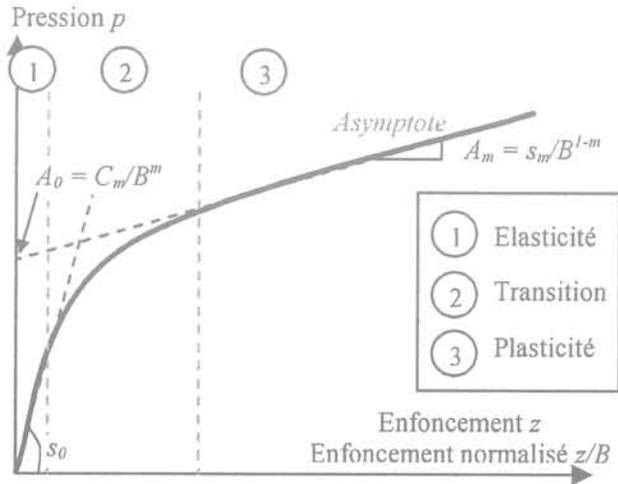


FIG. 8 Courbe caractéristique d'un essai d'enfoncement de plaque.

Suivant le sol étudié, une typologie apparaît fonction de la dépendance de la pression d'enfoncement au diamètre de la plaque. Pour les sols frottants, la relation pression-enfoncement est du type $p(z)$ où la pression est linéairement dépendante du déplacement vertical quel que soit le diamètre de la plaque. Pour les sols cohérents, la relation est du type $p(z/B)$ où la pression est dépendante du déplacement vertical et du diamètre de la plaque. Pour les sols cohérents frottants, la relation est du type $p(z/B^m)$ où la pression est dépendante du déplacement vertical et du diamètre de la plaque mais de façon non linéaire. A partir de ces considérations et des travaux de Gouvenot (1971), le modèle N2M (New Model of Mobility) a été développé (Gotteland et Benoit, 2005), basé sur 4 paramètres m , C_m , s_m et s_0 (éq. 8).

$$p = \left(\frac{C_m}{B^m} + \frac{s_m}{B^{1-m}} z \right) \left(1 - e^{-\frac{s_0}{C_m} \frac{z}{B^{1-m}}} \right) \quad (8)$$

Cette relation lie le comportement en petits déplacements avec le comportement en grands déplacements par une fonction exponentielle. Le paramètre m variant entre 0 et 1 caractérise le sol : pour $m = 0$ et $m = 1$, la relation correspond respectivement au comportement enregistré des sols frottants et des sols cohérents. Les valeurs intermédiaires de m caractérisent les sols cohérents frottants. Le paramètre s_0 caractérise la phase élastique du sol, en petits déplacements : pour un enfoncement très petit, $z \ll B$, le comportement est modélisé par une droite de pente s_0/B (éq. 9). Les paramètres C_m , s_m caractérisent la phase plastique du sol, en grands déplacements : pour

un enfoncement important, $z \gg B$, le comportement redevient linéaire (éq. 10) avec une équation de l'asymptote (Fig. 8) définie par sa pente s_m/B^{1-m} et son ordonnée à l'origine C_m/B^m .

$$\frac{dp}{dz} = \frac{s_m}{B^{1-m}} \left(1 - e^{-\frac{s_0}{C_m} \frac{z}{B^{1-m}}} \right) + \frac{s_0}{C_m B^{1-m}} \left(\frac{C_m}{B^m} + \frac{s_m}{B^{1-m}} z \right) e^{-\frac{s_0}{C_m} \frac{z}{B^{1-m}}} \quad (9)$$

$$p \xrightarrow{z \gg B} \frac{C_m}{B^m} + \frac{s_m}{B^{1-m}} z \quad (10)$$

Les quatre paramètres m , C_m , s_m et s_0 du modèle N2M sont déterminés par le principe d'identification (Gotteland et Benoit 2003) à l'aide d'au moins deux essais d'enfoncement avec des plaques de diamètres différents B_1 et B_2 . Le paramètre s_0 est déterminé directement à l'aide de la représentation des résultats dans le repère $(p, z/B)$ (Fig. 8) comme la pente de la tangente à l'origine de la courbe. Le paramètre m est déterminé à l'aide de la représentation des résultats dans le repère (p, z) (Fig. 8). L'ordonnée à l'origine de l'asymptote de la courbe d'enfoncement est A_0 et sa pente A_m . Un couple de ces valeurs $[A_0(B_1), A_0(B_2)]$ ou $[A_m(B_1), A_m(B_2)]$ permet d'obtenir m respectivement par les relations 11 et 12. Les paramètres s_m et C_m sont calculés par identification de A_0 (éq. 13) et A_m (éq. 14) aux coefficients de l'équation de l'asymptote (éq. 10). Les dimensions des paramètres de N2M sont : m sans dimension, s_0 en kPa, C_m en kPa.m^m, s_m en kPa.m^{-m}.

$$m = \frac{\ln A_0(B_2) - \ln A_0(B_1)}{\ln B_1 - \ln B_2} \quad (11)$$

$$m = \frac{\ln B_1 A_m(B_1) - \ln B_2 A_m(B_2)}{\ln B_1 - \ln B_2} \quad (12)$$

$$A_0 = \frac{C_m}{B^m} \Leftrightarrow C_m = B^m A_0 \quad (13)$$

$$A_m = \frac{s_m}{B^{1-m}} \Leftrightarrow s_m = B^{1-m} A_m \quad (14)$$

4.2

Validation

Les essais d'enfoncement ont été réalisés sur les trois sols types (Tableau I). Les quatre paramètres m , C_m , s_m et s_0 du modèle N2M ont été déterminés (Tableau II). Chaque paramètre est indépendant du diamètre de la plaque et est constant pour un type de sol dans un état donné (teneur en eau et poids volumique). La comparaison des résultats expérimentaux avec les courbes obtenues par le modèle N2M montre une très bonne correspondance (Fig. 9). Les courbes expérimentales pour les diamètres 100 et 150 mm dans le limon A1 et le sable limoneux B5 cessent pour un enfoncement inférieur au 300 mm du protocole du fait de la limitation à 25 kN du vérin horizontal, insuffisant dans des sols compactés. Pour le sable D1, représentant les sols frottants, le modèle donne une droite qui rend bien compte des courbes expérimentales pour chaque diamètre de plaque et qui se superpose dans le repère (z, p) quel que soit le diamètre de la plaque. De même, pour le limon A1 représentant les sols cohérents, la courbe du modèle corréle bien les résultats expérimentaux et se

superpose dans le repère $(z/b, p)$ avec les autres courbes quel que soit le diamètre de la plaque. Pour le sable limoneux B5, les résultats montrent également une bonne corrélation même si les superpositions sont moins nettes. Pour un diamètre de plaque de 50 mm, le modèle semble légèrement surestimer la valeur de la

pression pour un enfoncement important, alors que pour le diamètre 100 mm il la sous-estime. Les écarts restent cependant inférieurs à 10 %.

L'intérêt le plus évident du modèle N2M est une liaison possible de ses paramètres avec les paramètres de la mécanique des sols. Par identification, quand z tend

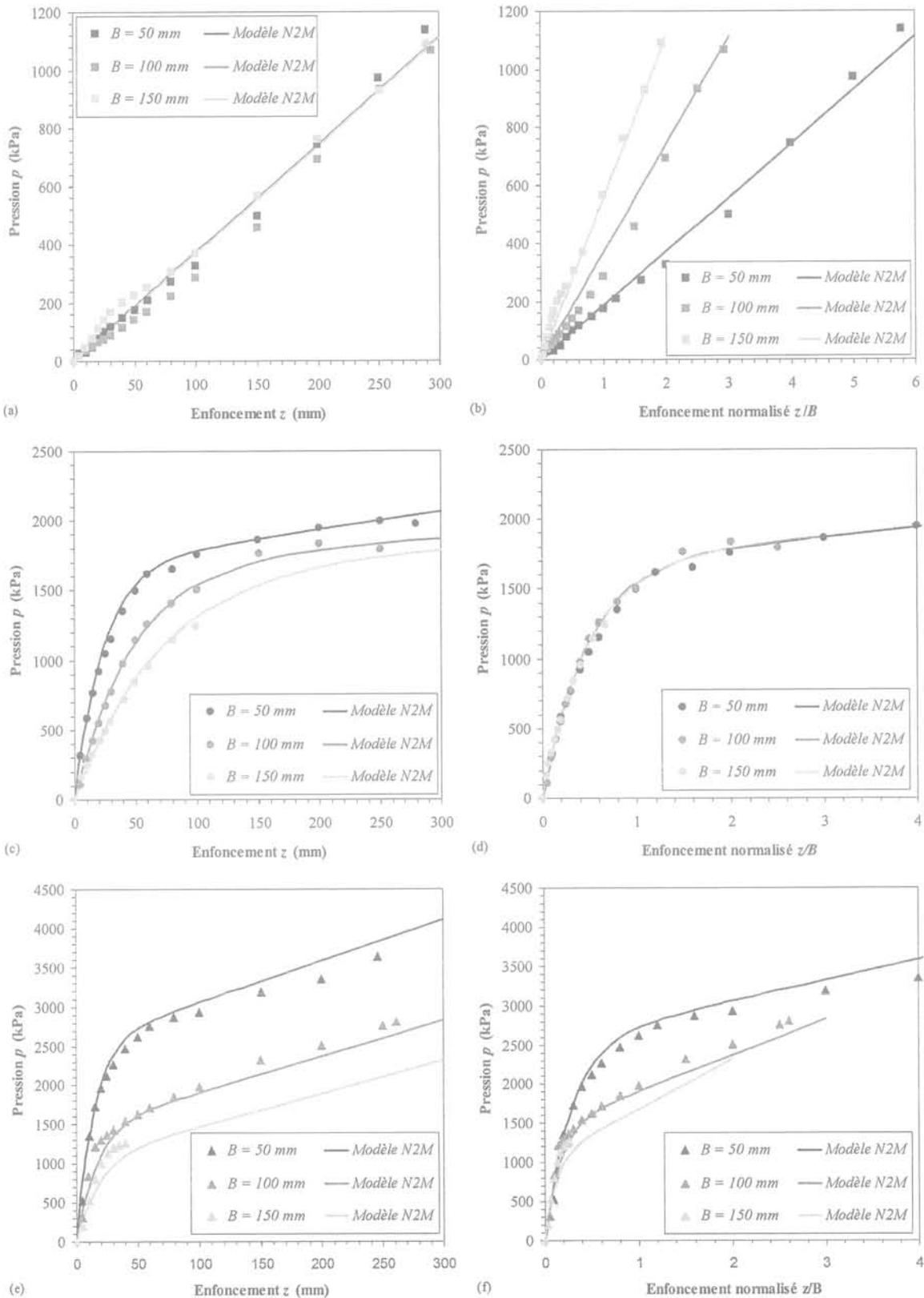


FIG. 9 Comparaison entre les résultats expérimentaux et le modèle N2M (a) et (b) pour le sable D1, (c) et (d) pour le limon A1, (e) et (f) pour le sable limoneux B5.

TABEAU I Caractéristiques des sols testés.

Soils type	GTR	Caractéristiques	Fosse	Cuve
Sable	D1	$\gamma_{OPN} = 17 \text{ kN.m}^{-3}$ $w_{OPN} = 4 \%$	-	$\gamma = 16 \text{ kN.m}^{-3}$ $w = < 1 \%$
Limon	A1	$\gamma_{OPN} = 18,6 \text{ kN.m}^{-3}$ $w_{OPN} = 13,5 \%$ $w_p = 22,9 \%$ $w_L = 27,9 \%$ $IP = 5 \%$	$\gamma = 21 \text{ kN.m}^{-3}$ $w = 15,1 \%$	-
Sable limoneux	B5	$\gamma_{OPN} = 18,0 \text{ kN.m}^{-3}$ $w_{OPN} = 14,9 \%$	$\gamma = 18,8 \text{ kN.m}^{-3}$ $w = 13 \%$	$\gamma = 15,5 \text{ kN.m}^{-3}$ $w = 6,5 \%$

vers 0 dans la relation 8, le paramètre s_0 peut être associé aux paramètres élastiques, module d'Young E et coefficient de Poisson ν (éq. 15), par l'intermédiaire de la relation de Boussinesq. De même, lorsque z tend vers les grands déplacements ($z \gg B$), les paramètres C_m et s_m peuvent être mis en relation avec les facteurs de capacité portante N_c, N_q, N_γ (éq. 16) par l'intermédiaire de la relation de Terzaghi. Une première analyse montre la concordance des ordres de grandeur et des évolutions de ces paramètres mais une étude beaucoup plus spécifique est nécessaire pour valider cette approche.

$$s_0 = \frac{2}{C_r} \frac{E}{1-\nu^2} \quad (15)$$

$$\begin{cases} C_m = cN_c \lambda_c B^m + \frac{B^{m+1}}{2} \gamma N_\gamma \lambda_\gamma \\ s_m = \gamma N_q \lambda_q B^{1-m} \end{cases} \quad (16)$$

La comparaison avec le modèle de Bekker (éq. 7) montre une amélioration des résultats notamment dans la détermination des petits enfoncements (Fig. 10). Ainsi, une modélisation plus fine de la résistance à l'avancement dans le domaine des enfoncements faibles peut être effectuée.

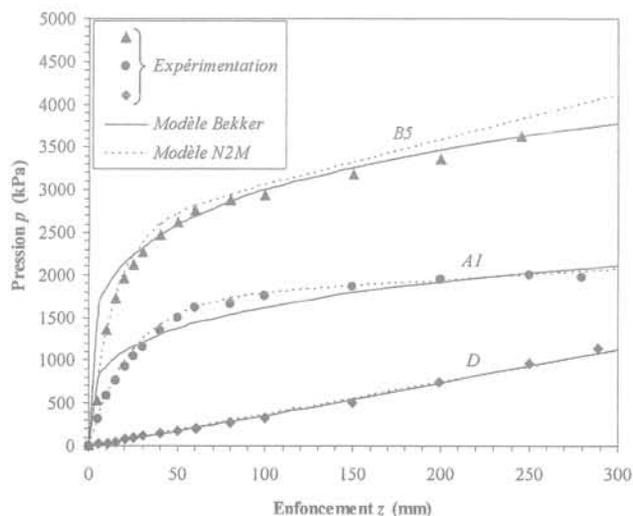


FIG. 10 Comparaison entre les modèles de Bekker et N2M pour les 3 sols types.

TABEAU II Paramètres S_0, C_m, s_m et m pour les sols testés.

Soils type	S_0 kPa	C_m kPa.mm	s_m kPa.m ^{-m}	m
Sable	-	0,1	3 700	1
Limon	3 600	1 680	64	0
Sable limoneux	9 200	230	2 900	0,8

5

Prise en compte du remaniement

5.1

Théorie

La scarification du sol crée un sol bicouche composé d'une couche de sol remanié surmontant une couche de sol non remanié. Le comportement représentatif d'un sol bicouche montre une courbe pression-enfoncement en trois parties (Fig. 11). La partie 1 de la courbe correspond au comportement du sol remanié, la partie 3 correspond au comportement du sol non remanié. Entre les deux, la zone de transition (partie 2) est caractérisée par un changement de pente. La profondeur critique z_c est définie comme l'intersection entre les tangentes à la courbe des parties 1 et 3. Elle représente le changement de comportement entre la couche supérieure remaniée et lâche et la couche inférieure non remaniée et dense.

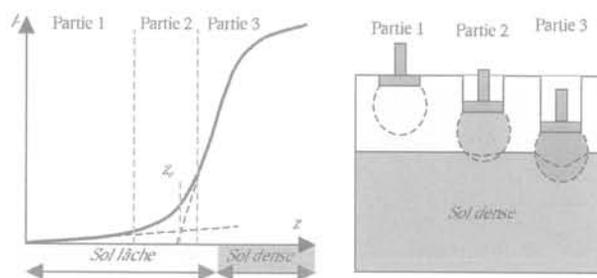


FIG. 11 Comportement des sols bicouches lors d'essais d'enfoncement.

Afin de déterminer cette profondeur critique, la phénoménologie des déformations sous la plaque de chargement a été divisée en trois phases pour un sol homogène (Benoit et Gotteland, 2005) (Fig. 12): compaction du sol jusqu'à une densité critique (phase I), formation d'une couche de sol à la densité critique en parallèle de la formation du cône (phase II), enfoncement du cône (phase III). Durant la phase I, la zone perturbée sous la plaque a une géométrie cylindrique (Earl et Alexandrou, 2001) avec une profondeur d'influence égale à un diamètre B de plaque. La distribution du poids volumique du sol sous la plaque est considérée comme linéaire entre un poids volumique critique γ_c immédiatement sous la plaque et le poids volumique γ_1 de la couche supérieure à une profondeur B .

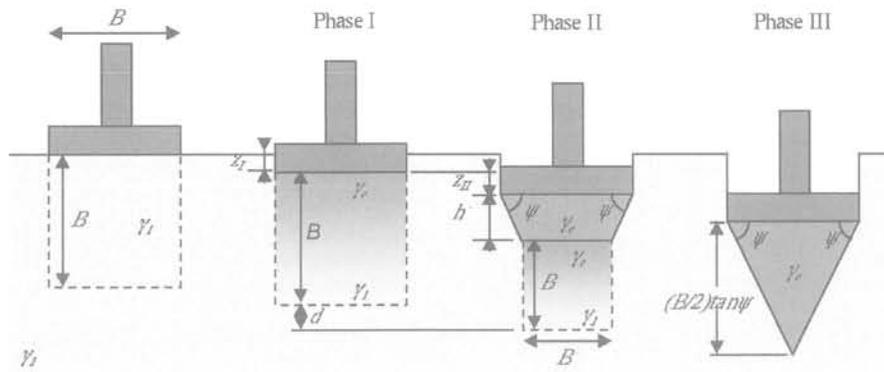


FIG. 12 Déformations sous la plaque.

En postulant la conservation de la masse de sol, l'enfoncement z_I au cours de la phase I est fonction du diamètre de la plaque B et des poids volumiques γ_1 et γ_c (éq. 17). La phase II est la phase de transition correspondant à la constitution du cône sous la plaque. La couche de sol immédiatement sous la plaque avec un poids volumique critique γ_c augmente avec l'enfoncement. La surface de glissement initiant la géométrie du cône apparaît alors autour de cette couche faisant un angle ψ avec la surface de la plaque. Cet angle, défini par Prandtl, généralement donné en fonction de l'angle de frottement ϕ du sol, permet le calcul de la hauteur finale du cône (éq. 18). La naissance de cette surface de glissement provoque la diminution du diamètre et de la profondeur de la zone d'influence qui devient B' (Fig. 12). La formation complète du cône, marquant la fin de la phase II, nécessite un enfoncement z_{II} fonction du diamètre de la plaque B , des poids volumiques γ_1 et γ_c , de l'angle de frottement ϕ du sol (éq. 19). Le mécanisme entre alors en phase III avec l'enfoncement du cône.

$$z_I = \frac{B}{2} \left(\frac{\gamma_c}{\gamma_1} - 1 \right) \quad (17)$$

$$\frac{B}{2} \tan \psi = \frac{B}{2} \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (18)$$

$$z_{II} = \frac{B}{2} \left(\frac{\gamma_c}{\gamma_1} - 1 \right) (\tan \psi - 1) \quad (19)$$

L'extension de ce processus à un milieu bicouche utilise la profondeur critique z_c . Cette profondeur critique est définie comme l'enfoncement de la plaque lorsque la limite basse L_c du sol au poids volumique critique γ_c atteint la limite $L_{1/2}$ entre les deux couches de sols. Deux cas peuvent être envisagés. La limite $L_{1/2}$ entre les deux couches est atteinte soit par le cône déjà formé (Fig. 13), soit par le cône en formation (Fig. 14). Dans le premier cas, la profondeur critique (éq. 20) est fonction du diamètre de la plaque B , de la profondeur de scarification h et de l'angle de frottement ϕ . Dans le second cas, la profondeur critique z_c (éq. 21) est la somme des enfoncements z_I et z_{II} respectivement issus des phases I et II du mécanisme de déformation sous la plaque. L'enfoncement z_I (éq. 22) se décompose en deux enfoncements z_I' et z_I'' . L'enfoncement z_I' correspond à l'enfoncement nécessaire pour que la distribution linéaire du poids volumique soit bornée par le poids volumique critique γ_c au niveau de la plaque et le poids volumique de la couche inférieure γ_2 au niveau de l'interface $L_{1/2}$. L'enfoncement z_I'' correspond à l'enfoncement ensuite nécessaire à l'homogénéisation globale de la distribution des poids volumiques sous la plaque sur toute l'épaisseur B . L'enfoncement z_{II} (éq. 23) correspond à l'enfoncement de la plaque lorsque la limite L_c est confondue avec la limite $L_{1/2}$. La profondeur critique z_c est fonction du diamètre de la plaque B , de la profondeur de scarification h et de l'angle ψ de la surface de glissement ainsi que des poids volumiques des couches γ_1 , γ_2 et du poids volumique critique γ_c .

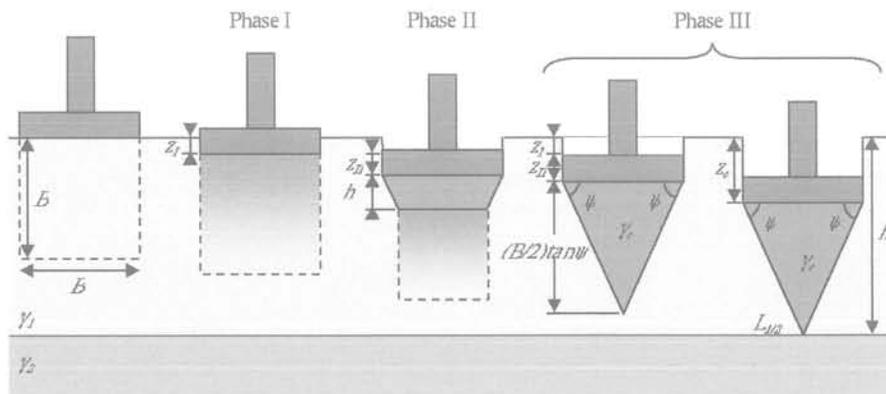


FIG. 13 Cas du sol bicouche : le cône atteint la limite $L_{1/2}$ après sa formation.

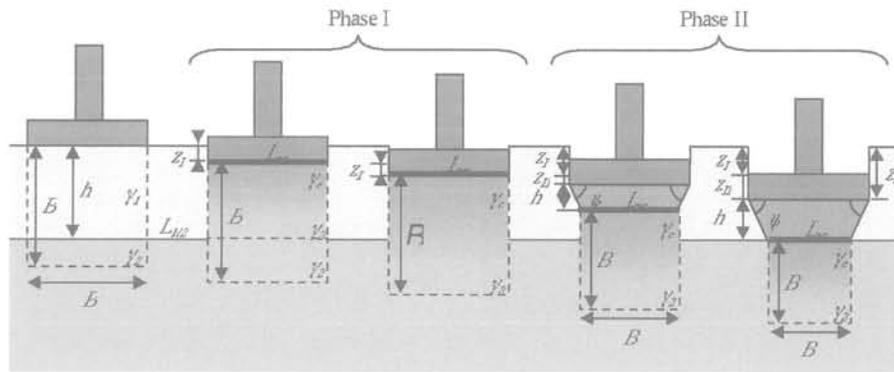


FIG. 14 Cas du sol bicouche : le cône atteint la limite $L_{1/2}$ au cours de sa formation.

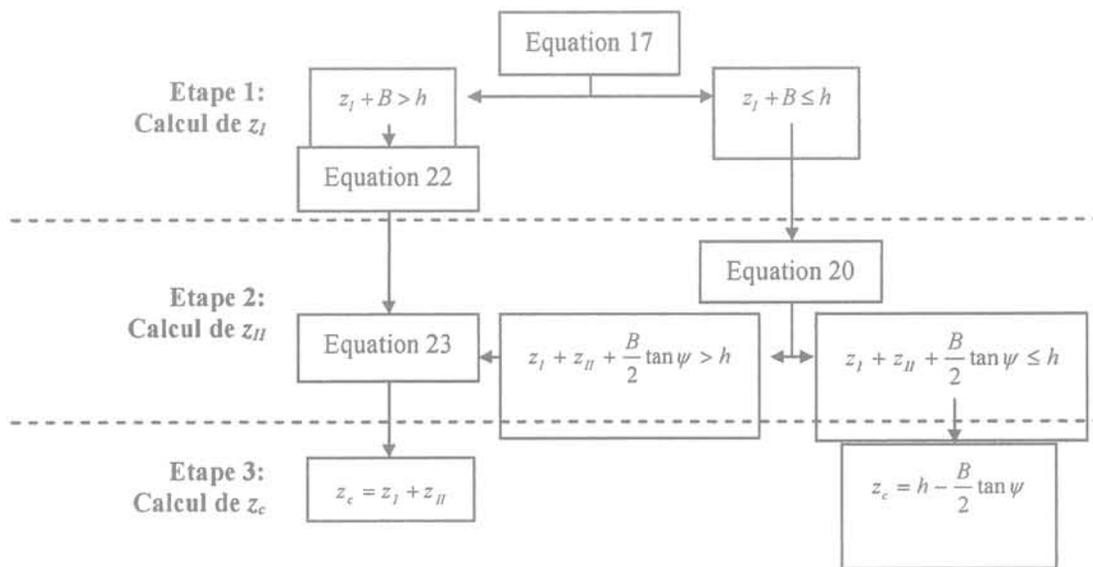


FIG. 15 Méthodologie de calcul de la profondeur critique z_c .

5.2

Validation

Afin de valider cette approche, des essais d'enfoncement sur sols bicouches ont été réalisés en laboratoire avec des sols bicouches reconstitués (Fig. 16) et avec des sols scarifiés. Les sols bicouches reconstitués se caractérisent par leur mise en place en deux couches de densités différentes. Les sols scarifiés se caractérisent par leur mise en place en une seule couche de sol, qui est ensuite remanié en surface sur une profondeur définie par la charrue expérimentale (Fig. 6). Les trois sols types et un quatrième, un sable limoneux SL, étudié à l'université de Cranfield (UK) (Gotteland *et al.*, 2004), ont été testés. Le sable D1, le sable limoneux SL et le sable limoneux B5 (pour $h = 100$ et 200 mm) ont été testés en condition « sol bicouche reconstitué ». Le sable limoneux B5 (pour $h = 250$ mm) et le limon A1 ont été testés en condition « sol scarifié ».

La profondeur critique a été déterminée théoriquement et expérimentalement. Pour le sol SL, les mécanismes de déformation lors des essais d'enfoncement ont pu être visualisés (Fig. 16). Pour chaque sol testé (Tableau III), la profondeur critique a été calculée en fonction de la profondeur de scarification h , du dia-

$$z_c = h - \frac{B}{2} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (20)$$

$$z_c = z_I + z_{II} \quad (21)$$

$$z_I = h \left(1 - \frac{\gamma_1}{\gamma_2}\right) + \frac{B}{2} \left(\frac{\gamma_c}{\gamma_2} - 1\right) \quad (22)$$

$$z_{II} = \frac{\left(\frac{\gamma_c}{\gamma_2} - 1\right) \left(1 - \frac{1}{\tan \psi}\right)}{1 + \left(\frac{\gamma_c}{\gamma_2} - 1\right) \left(1 - \frac{1}{\tan \psi}\right)} (h - z_I) \quad (23)$$

L'ensemble de ces équations permet donc de déterminer la profondeur critique suivant une méthodologie prenant en compte tous les cas de figures (Fig. 15).



FIG. 16 Coupe transversale du sable limoneux SL bicouche (NSRI, UK) : visualisation des mécanismes de déformation lors des essais d'enfoncement.

mètre B de la plaque et des poids volumiques γ_1 et γ_2 du sol bicouche. Le poids volumique critique est défini comme le poids volumique maximal entre le poids volumique du sol non remanié γ_2 et le poids volumique Optimum Proctor Normal γ_{OPN} (éq. 24). Expérimentalement, la profondeur critique est définie comme l'intersection entre les tangentes à la courbe dans la partie 1 et la partie 3 (Fig. 11). Les résultats obtenus pour les quatre sols montrent une déviation moyenne entre les valeurs mesurées et les valeurs calculées de l'ordre de 15 % (Tableau III).

$$\gamma_c = \max(\gamma_{dOPN}; \gamma_2) \quad (24)$$

Le calcul de cette profondeur critique permet de déterminer la courbe pression-enfoncement du sol bicouche en utilisant la courbe du sol non remanié translaturée de la profondeur critique. La qualité des résultats de la modélisation varie suivant que le sol est testé en condition bicouche reconstitué (Fig. 17a-c-e) ou scarifié (Fig. 17b-d-f). Dans ce dernier cas, la scarifi-

cation du sol par la charrue expérimentale donne une couche supérieure très hétérogène. La détermination du poids volumique et le contrôle de la profondeur de scarification sont plus problématiques et peuvent faire varier les résultats des calculs de la profondeur critique. Cependant, les résultats obtenus montrent une bonne corrélation entre les courbes.

6

Conclusion

La mobilité d'un véhicule est un équilibre entre un effort de traction fourni par le train de roulement (chevilles et/ou pneumatiques) cisailant le sol et lui offrant une capacité à se déplacer, et une résistance à l'avancement provoquée principalement par des phénomènes d'enfoncement de l'engin dans le sol support freinant son déplacement.

Un dispositif expérimental prototype a été développé afin d'étudier les phénomènes mis en jeu. Il permet d'effectuer des essais d'enfoncement et de cisaillement à vitesse rapide proche de celles observées lors d'essais en vraie grandeur. Réalisés en parallèle, ces essais ont permis de cerner les problématiques, de visualiser les mécanismes de déformation et de mettre au point une analyse opérationnelle de prise en compte de la scarification. Cette dernière permet le calcul de la vitesse limite d'un véhicule sur un terrain scarifié par la mesure directe de la résistance à l'avancement et de la capacité de traction sur des engins instrumentés.

L'enfoncement du train de roulement d'un véhicule provoque une résistance à l'avancement variable suivant le type de sol pouvant influencer sa capacité de déplacement jusqu'à provoquer son immobilisation. La modélisation de cette résistance à l'avancement passe par la modélisation de l'enfoncement à l'échelle des

TABEAU III Comparaison des profondeurs critiques calculées et mesurées.

Données de calcul			Diamètre B (mm)	z_c mesurée (mm)	z_c calculée (mm)	Déviations D (%)
Sable D1	$h = 100$ mm $\phi = 32^\circ$	$\gamma_1 = 12,0$ kN.m ⁻³	50	55	54,9	0,2
		$\gamma_2 = 16,0$ kN.m ⁻³	100	34	31,8	6,4
		$\gamma_c = 17,3$ kN.m ⁻³	150	32	33,9	5,7
Limon A1	$h = 250$ mm $\phi = 20^\circ$	$\gamma_1 = 14,2$ kN.m ⁻³	50	197	214,3	8,1
		$\gamma_2 = 21,0$ kN.m ⁻³	100	169	178,6	5,4
		$\gamma_c = 21,0$ kN.m ⁻³	150	128	142,9	10,4
Sable limoneux B5	$h = 250$ mm $\phi = 30^\circ$	$\gamma_1 = 13,2$ kN.m ⁻³	50	216	206,7	4,3
		$\gamma_2 = 18,8$ kN.m ⁻³	100	186	163,4	12,2
		$\gamma_c = 18,8$ kN.m ⁻³	150	154	120,1	22,0
Sable limoneux B5	$h = 200$ mm $\phi = 30^\circ$	$\gamma_1 = 12,5$ kN.m ⁻³	50	150	156,7	4,3
		$\gamma_2 = 15,5$ kN.m ⁻³	100	121	113,4	1,2
		$\gamma_c = 18,0$ kN.m ⁻³	150	112	70,1	10,1
Sable limoneux B5	$h = 100$ mm $\phi = 30^\circ$	$\gamma_1 = 12,5$ kN.m ⁻³	50	48	56,7	15,3
		$\gamma_2 = 15,5$ kN.m ⁻³	75	29	35,0	17,3
		$\gamma_c = 18,0$ kN.m ⁻³	100	27	33,1	18,4
Sable limoneux SL	$h = 230$ mm $\phi = 38^\circ$	$\gamma_1 = 12,7$ kN.m ⁻³	50	156	178,7	12,7
		$\gamma_2 = 13,8$ kN.m ⁻³	100	119	127,5	6,7
		$\gamma_c = 18,0$ kN.m ⁻³	150	81	76,2	5,9
Sable limoneux SL	$h = 120$ mm $\phi = 38^\circ$	$\gamma_1 = 12,9$ kN.m ⁻³	50	65	68,7	5,4
		$\gamma_2 = 13,9$ kN.m ⁻³	100	36	42,1	14,5
		$\gamma_c = 18,0$ kN.m ⁻³	150	34	50,7	33,0

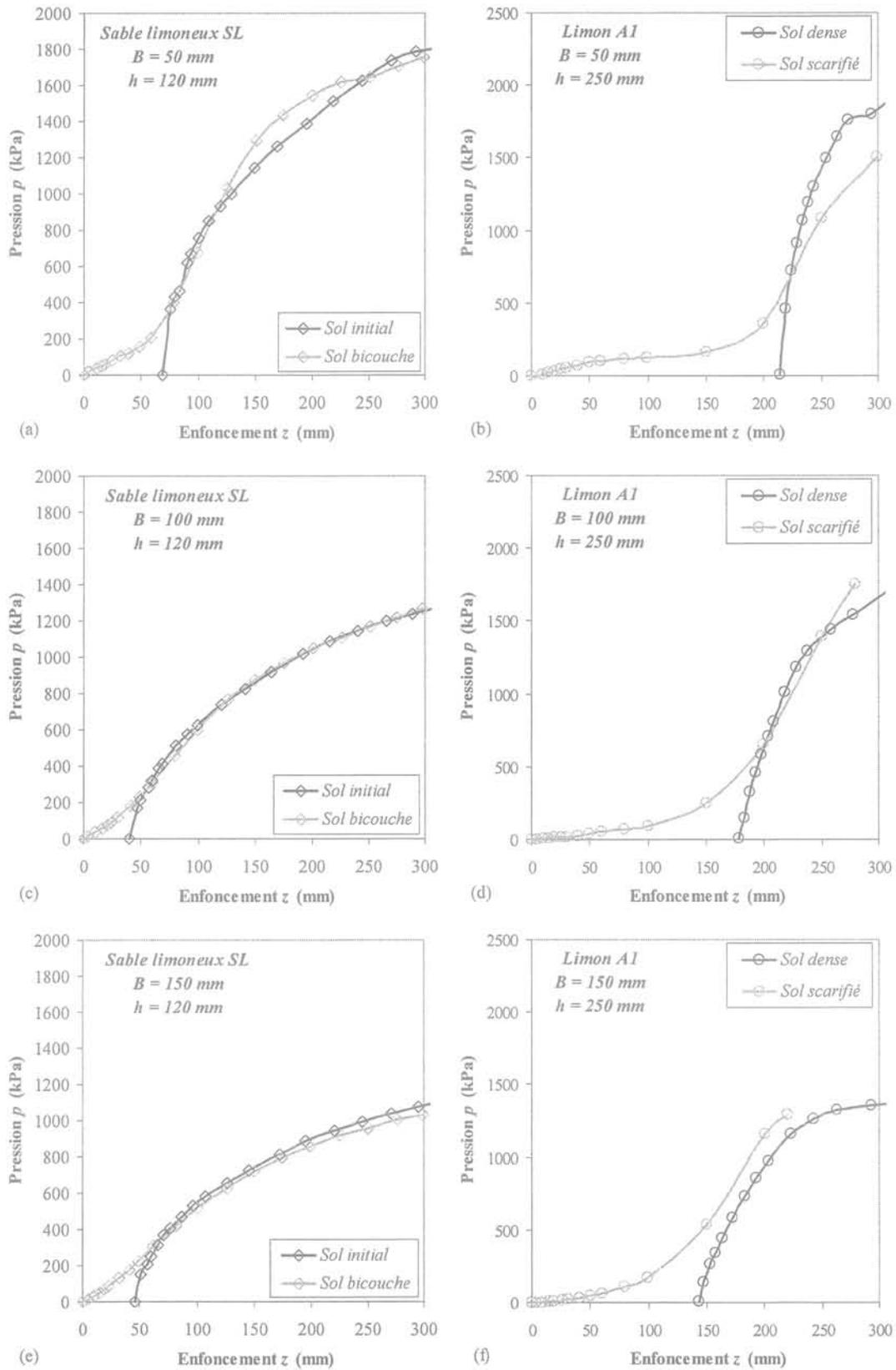


FIG. 17 Comparaison entre le comportement bicouche et le comportement du sol non remanié après translation de la profondeur critique z_c du sable limoneux SL (a-c-e) et du limon A1 (b-d-f).

chenilles ou des pneumatiques. La prise en compte de cet enfoncement nécessite une loi permettant de prendre en compte le comportement mécanique du sol. Cette étude plus spécifique des essais d'enfoncement a permis de construire le modèle N2M permettant de se relier aux caractéristiques mécaniques des sols. Ce modèle est plus précis que les modèles courants de la littérature dans la modélisation des gammes d'enfoncements faibles, ce qui est important pour pouvoir remonter à la résistance à l'avancement globale d'un véhicule.

La prise en compte du remaniement peut s'effectuer par le calcul de la profondeur critique qui marque le changement de comportement pour un sol bicouche entre le comportement de la couche remaniée et le comportement de la couche non remaniée. Un processus de déformation du sol sous la plaque a été présenté et permet par ses trois phases la mise en place d'une méthodologie de calcul. La détermination de la profondeur critique rend alors possible la reconstitution de la courbe pression-enfoncement d'un matériau scarifié avec les données du matériau initial. Cette modélisation permet de prendre en compte l'influence du remanie-

ment du sol en amont du problème, avant la scarification.

L'ensemble de cette étude a permis de faire avancer les connaissances dans un domaine très étudié dans le monde mais peu développé en France. Le risque inhérent à la traficabilité, qu'il soit d'ordre économique comme une perte de productivité en agriculture ou dans le Génie Civil, ou d'ordre humain comme l'immobilisation d'un véhicule sur un théâtre opérationnel reste un domaine de recherche ouvert.

REMERCIEMENTS

Le travail présenté a été réalisé dans le cadre d'un projet de recherche financé par la Délégation générale pour l'armement (ministère de la Défense). Nous tenons à remercier tout particulièrement, MM. Grima et De la Lance, de l'ETAS et de la DGA, en charge du pilotage du plan d'étude amont, MM. Froumentin et Quibel du CER de Rouen où de nombreuses expérimentations ont été réalisées, ainsi que tous les membres du groupement pour le travail et le savoir-faire apportés. Nous tenons également à remercier le Professeur Godwin et son laboratoire, le NSRI de l'Université de Cranfield (UK), pour leur collaboration dans le cadre de l'étude du remaniement.

Bibliographie

- Bekker M.G. – *Theory of land locomotion*. The university of Michigan press, Ann Arbor, 1956.
- Benoit O. – *Aptitude à la traficabilité des sols de surface remaniés aux engins chenillés: études expérimentales et modélisations phénoménologiques*. Thèse de doctorat, université Joseph-Fourier, Grenoble, 2002.
- Benoit O., Gotteland Ph. – DECART: Experimental device for trafficability characterization. Symposium International PARAM 2002, LCPC-Presses des Ponts, 2002, p. 251-258.
- Benoit O., Nougier C., Gotteland Ph., Grima M. – Experiments and numerical modelling of the behaviour of a plate on granular soil. 14th International ISTVS Conference, Vicksburg, USA, 2002.
- Benoit O., Gotteland Ph., Quibel A. – Prediction of trafficability for tracked vehicle on breached soil: real size tests. *Journal of Terramechanics* 40 (2), 2003, p. 135-160.
- Benoit O., Gotteland Ph. – Modelling of sinkage tests in tilled soils for mobility study. *Soil and Tillage Research* 80, 2005, p. 215-231.
- Boussinesq J. – *Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques*. Gauthier-Villard, Paris, 1885.
- Dexter A.R. – Physical properties of tilled soils. *Soil and Tillage Research* 43, 1997, p. 41-63.
- Earl R., Alexandrou A. – Deformation processes below a plate sinkage test on sandy loam soil: theoretical approach. *Journal of Terramechanics* 38 (3), 2001, p. 163-183.
- Godwin R.J., Spoor G. – Soil failure with narrow tines. *Journal of Agricultural Engineering Research* 22 (3), 1977, p. 213-228.
- Gotteland Ph., Benoit O. – Sinkage Tests for Mobility Study, Modelling and Experimental Validation. *Journal of Terramechanics*, 2005.
- Gotteland Ph., Benoit O., Godwin R.J. – Approach of the behaviour of the tilled soils by sinkage tests. International Conference AGENG2004, Leuven, Belgique, 2004, 8 p.
- Gouvenot D. – *Un problème de mécanique des sols: la locomotion tous terrains sur véhicule à chenilles*. Thèse de doctorat, Faculté des Sciences de Grenoble, 1971.
- Grima M., Delalance A., Sidoroff F., Cambou B., Jean M., Bohatier C., Gotteland Ph. – Superficial soils: an attempt to model breaching. 8th European ISTVS Conference, Umea, Sweden, 2000, p. 17-24.
- Hanna A., Meyerhof G.G. – Design charts for ultimate bearing capacity of foundations on sand overlying soft clay. *Canadian Geotechnical Journal* 17, 1980, p. 300-303.
- Janosi Z., Hanamoto B. – The analytical determination of drawbar pull as a function of slip for tracked vehicles in deformable soils. 1st International Conference on the Mechanics of Soil-Vehicle Systems, Torino, Italy, 1961.
- Nougier C. – Numerical simulations of interaction between a tool and granular soils. 8th European ISTVS Conference, Umea, Sweden, 2000, p. 25-31.
- Okamura M., Takemura J., Kimura T. – Bearing capacity predictions of sand overlying clay based on limit equilibrium methods. *Soils and Foundations* 38 (1), 1998, p. 181-194.
- Oostwoud Wijdenes D.J., Poesen J. – The effect of soil moisture on the vertical movement of rock fragments by tillage. *Soil and Tillage Research* 49 (4), 1999, p. 301-312.
- Prandtl L. – *Über die Härte plastischer Körper*, *Nachrichten von der Königlichen Gesellschaft der Wissenschaften zu Göttingen. Mathematisch-physikalische Klasse aus dem Jahre 1920*, Berlin, 1920.
- Rajaram G., Oida A. – Deformation of sand caused by tine implements. *Journal of Terramechanics* 29 (1), 1992, p. 149-159.
- Reece A.R. – The fundamental equation of earthmoving mechanics. Proceedings Institution of Mechanical Engineers, vol. 180 Part 2A, 1965, p. 125-131.
- Renon N., Montmitonnet P., Laborde P. – Numerical modelling of soil ploughing for military breaching. 8th European ISTVS Conference, Umea, Sweden, 2000, p. 39-46.
- Stafford J.V. – An application of critical state soil mechanics: the performance of rigid tines. *Journal of Agricultural Engineering Research* 26, 1981, p. 387-401.
- Terzaghi K. – *Theoretical soil mechanics*. John Wiley & Sons, Inc., New York, 1943.
- Wong J.Y., Preston-Thomas J. – On the characterization of the shear stress-displacement relationship of terrain. *Journal of Terramechanics* 19 (4), 1983, p. 107-127.
- Wong J.Y. – *Terramechanics and off-road vehicles*. Elsevier, Amsterdam, 1989, 251 p.

Stabilisation physico-chimique des sols gonflants (sable de dune + sel)

M. LAMARA
M. K. GUEDDOUDA
B. BENABED

Laboratoire de recherche
de génie civil
Université de Amar Tledji
BP 35G
Laghouat (Algérie)
medlamara@hotmail.com

Résumé

Cette étude a été réalisée sur deux sols expansifs provenant de deux sites différents du sud de l'Algérie, où des dégâts ont été enregistrés (endommagement des structures, fissuration et destruction partielle des chaussées). Dans la première étape, le gonflement des sols est estimé par des méthodes indirectes basées sur les caractéristiques géotechniques. Par la suite, des mesures directes des paramètres de gonflement (taux et pression de gonflement) ont été effectués. La seconde étape de cette investigation porte sur l'effet de l'ajout du sable dunaire sur le potentiel de gonflement. L'ajout de sable a conduit à une diminution des limites de consistance et à une réduction importante des paramètres de gonflement. Enfin, une technique de stabilisation combinée, par l'association de sel plus sable, a été réalisée. Les résultats sont très encourageants et montrent que pour certaines combinaisons, le taux de réduction du potentiel de gonflement est très important (environ 95 %).

Mots-clés : sable de dune, sols expansifs, potentiel de gonflement, stabilisation.

Physical and chemical stabilisation of expansive soils (dune sand + salt)

Abstract

This study has been conducted on two soils belonging to two different sites in the south of Algeria, where damages have been recorded (damage of structure, cracking and partial destruction of road pavements). First, the swelling of soils is estimated using indirect methods based on the geotechnical characteristics, thereafter direct measurement of swelling parameters (magnitude and pressure of swelling) is carried out. Secondly, the study of the effect of dune sand addition on the swelling potential of soils is investigated. Sand addition leads to a decrease in the limits of consistency and an important reduction of swelling parameters. Finally, a combined stabilisation technique that associates salts and sand has been achieved. Results are very encouraging and show that for certain combinations the reduction rate in swelling potential is very important (about 95 %).

Key words : dune sand, expansive soils, swelling potential, stabilization.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} décembre 2006.

Introduction

Le gonflement des sols se manifeste généralement dans les régions arides et semi-arides caractérisées par un climat sec et chaud suivi par une période pluviale, ce qui induit des fluctuations importantes de la teneur en humidité sur des profondeurs considérables.

La présence des sols gonflants pose de nombreux désordres aux constructions. Ce type de sol est présent dans de nombreux pays à travers le monde. En Algérie, ce phénomène encore mal apprécié affecte des centaines de kilomètres carrés répartis un peu partout à travers le territoire national. Les dégâts causés par le gonflement des sols aux constructions et aux ouvrages légers sont considérables, comme à Batna (hôpital de N'Gaous) (Tas, 1992); à Illizi (raffinerie de In-Aménas) (Derriche et Kebaili, 1998); à Oran (hôpital Sidi Chahmi) (Hachichi et Fleureau, 1999); et à Laghouat (université Amar Tledji) (Lamara et Merah, 2002) et (base de vie station de pompage n° 5) (Lamara *et al.*, 2005).

Compte tenu du nombre important de paramètres et malgré de nombreux travaux de recherche sur ce thème, des solutions rationnelles satisfaisantes n'ont pas encore été trouvées. Toutefois, et afin de limiter les désordres dans les constructions, des solutions basées sur diverses techniques de stabilisation ont été élaborées avec des résultats plus ou moins satisfaisants. Récemment, la technique de stabilisation par ajout de sable a semblé donner des résultats encourageants (Kaoua *et al.*, 1994; Louafi, 1997, Bengraa, 2005).

Le travail présenté dans cet article est une contribution à la technique de stabilisation par ajout de sable de dune aux sols provenant de deux sites différents de l'Algérie (Laghouat, base de vie station de pompage n° 5 (BVSP 5) et Illizi, raffinerie de In-Aménas) où plusieurs cas de désordres ont été signalés (Fig. 1).

Dans un premier temps, les sols étudiés ont été identifiés et caractérisés par des essais géotechniques classiques et par des analyses minéralogiques et chimiques. Ces essais ont été complétés par des mesures directes des paramètres de gonflement (taux et pression de gonflement).

Dans une seconde étape, l'étude a porté sur l'effet de l'ajout de sable dunaire à différents pourcentages sur le potentiel et sur la pression de gonflement. Enfin, une étude de stabilisation combinée par l'association de sel (NaCl) et sable de dune a été réalisée.

2

Caractérisation des sols

Notre étude de stabilisation est réalisée sur deux sols: le premier sol nommé (ELG) appartient à la région de Laghouat à 400 km au sud d'Alger. Le second sol provient de la région d'In-Aménas à 1 600 km au sud d'Alger est appelé (EAM).

2.1

Argiles

Pour le sol (ELG), il provient d'une zone située à 20 km au nord-ouest de la ville de Laghouat (BVSP 5).



FIG. 1 Sites de localisation des deux sols.
Location sites of two soils.

Du point de vue géologique, cette zone présente plusieurs couches dont la première est recouverte d'une couche végétale d'une épaisseur d'environ 30 cm, puis une couche de limon sablo-gravillonneuse et enfin d'une couche de marnes verdâtres et rougeâtres avec présence de cristaux de gypse à une profondeur de plus de 1 m. Notre échantillon est prélevé à une profondeur de 3,50 m (3^e couche).

En ce qui concerne le sol (EAM) provenant de la région de In-Aménas, plusieurs études ont été réalisées sur ce sol (Tas 1992; Derriche et Kebaili, 1998). La synthèse de ces études montre que les argiles de la région se présentent suivant une stratigraphie assez régulière selon la succession de différentes couches. Une couverture sableuse d'une dizaine de centimètres, un horizon supérieur constitué de matériau limono-argileux de couleur rougeâtre et d'une épaisseur de 1,50 m, une couche argileuse compacte de couleur plus sombre que la couche supérieure, et enfin une couche verdâtre relativement mince constituent le sol. Le sol étudié est prélevé dans la troisième couche.

2.1.1

Essais d'identification

En premier lieu, l'analyse granulométrique est effectuée par deux opérations successives et complémentaires: le tamisage sous l'eau (par voie humide) complété par la sédimentométrie pour les particules de dimensions inférieures à 80 μm .

Les courbes granulométriques pour les deux sols sont représentées sur la figure 2 et les résultats des essais d'identification sont regroupés dans le tableau I. D'après l'abaque de plasticité de Casagrande, les sols (ELG) et (EAM) appartiennent au groupe des sols argileux très plastiques. Le coefficient d'activité de Skempton (1953) est donné par la formule suivante: $A = I_p/C_2$ qui définit l'activité des argiles, le minéral prédominant dans les deux sols (ELG) et (EAM) pourrait être une montmorillonite.

I_p : indice de plasticité;

C_2 : pourcentage des particules inférieur à 2 μm .

TABEAU I Paramètres d'identification des sols.
Identification parameters of soils.

	Z (m)	C _z < 2 μm	W _l (%)	W _p (%)	W _{fl} (%)	I _p (%)	I _{fl} (%)	A _c	A _l	SS _t (m ² /g)
ELG	3	35,74	69	33,52	11,66	35,48	57,34	0,99	1,38	350,7
EAM	1,3	55	62,3	21,7	13	40,6	57,6	0,74	0,90	437

SS_t : surface spécifique obtenue à partir de l'essai au bleu de méthylène.

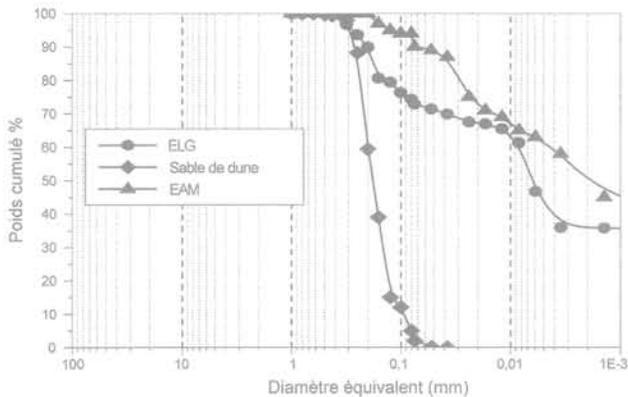


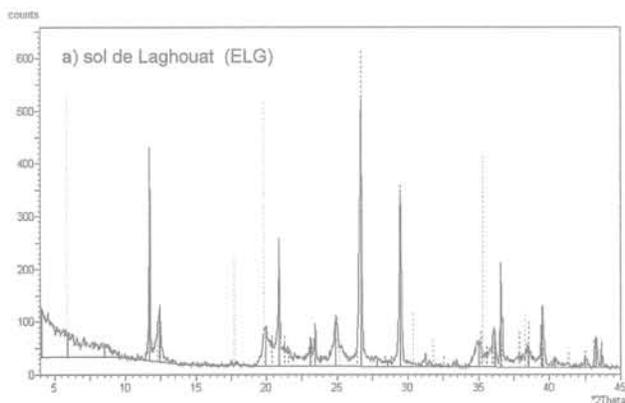
FIG. 2 Courbes granulométriques des sols étudiés.
Grain size distribution of studied soils.

2.1.2

Analyses minéralogiques

Le diffractomètre aux rayons X a été utilisé dans cette étude afin de déterminer les différentes proportions de minéraux constituant l'échantillon. Les résultats sont donnés dans la figure 3.

Les diffractogrammes révèlent que le sol de Laghouat (ELG) présente des mélanges de Montmorillonite-kaolinite, avec la présence de quartz et de calcite. Pour le sol de In-Aménas (EAM), le diffractogramme montre la présence de kaolinite, d'illite, d'interstratifiés illite-montmorillonite et de quartz. Ces résultats devront être confirmés par d'autres analyses quantitatives plus détaillées.



2.1.3

Analyse chimique

Pour compléter les analyses minéralogiques, des analyses chimiques ont été effectuées et les résultats sont donnés dans le tableau II.

TABEAU II Analyses chimiques des sols.
Chemical analysis of soils.

Composé	Symboles	Unités	ELG	EAM
Silice	SiO ₂	%	58,94	56,30
Alumine	Al ₂ O ₃	%	6,03	20,44
Carbonate de Calcium	CaCO ₃	%	17,70	1,98
Chlorure de Sodium	NaCl	%	0,12	-
Oxyde de Potassium	K ₂ O	%	traces	2,20
Oxyde de Fer	Fe ₂ O ₃	%	1,02	7,00
Sulfates	SO ₄	%	3,25	-
Perte au feu	P.F ¹	%	12,83	12,03
Eau de combinaison	H ₂ O	%	3,36	10,80
Anhydride carbonique	CO ₂	%	9,47	1,23
Matière organique	MO	%	-	-

$$P.F^1 = H_2O + CO_2 + M.O$$

Les principaux constituants minéralogiques du sol de Laghouat (ELG) sont ainsi la silice, l'alumine et la calcite et ceux du sol de In-Aménas (EAM) sont la silice et l'alumine. La silice et l'alumine sont deux minéraux à la base de la structure des argiles. De plus, la présence de carbonate de calcium nous indique que le sol (ELG) appartient au groupe des argiles calcaires. La teneur en potassium K₂O dans le sol de In-Aménas confirme la présence

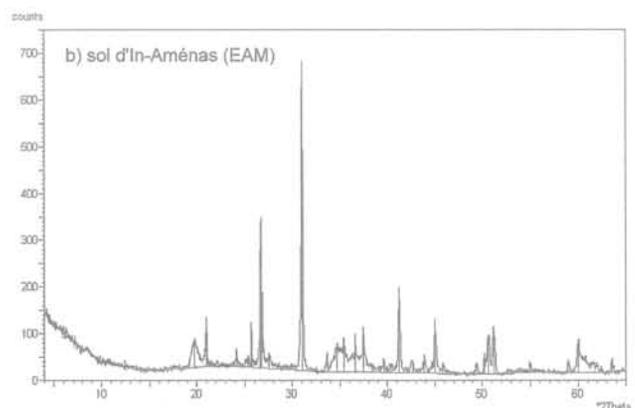


FIG. 3 Analyse minéralogique des sols.
Mineral analysis of soils.

d'illite. Par ailleurs, on remarque que les deux sols présentent des pourcentages en SiO_2 inférieurs à 80 %, valeur frontière entre les sols gonflants et non gonflants (Hachichi *et al.*, 2003), ce qui permet de prédire que ces deux sols ont naturellement une tendance à gonfler.

2.2

Sable de dune

La zone de provenance du sable de dune est située dans les environs de la ville de Laghouat (oasis nord), donc c'est un matériau local et largement disponible.

2.2.1

Essais d'identification

Les résultats des essais d'identification du sable dunaire sont inclus dans le tableau III, la courbe granulométrique est représentée dans la figure 2.

D'après la classification des sols du LCPC, le sable de dune se classe parmi les sables propres mal gradués (SM), de granulométrie moyenne. Sa courbe est uniforme et très peu étalée.

TABLEAU III Paramètres d'identification du sable de dune.

Identification parameters of dune sand.

Paramètres	Granulométrie		Équivalent de sable	
	Cu	Cc	ES_v	ES_p
Valeur	1,67	1,1	86,17	74,20

2.2.2

Analyses minéralogiques

L'analyse minéralogique du sable dunaire révèle, que le sable est formé en grande quantité de l'espèce SiO_2 (silice), avec présence de quelques traces d'espèces calciques et magnésiques.

2.2.3

Analyse chimique

La présence d'un fort pourcentage en silice (supérieur à 80 %) indique que le sable de dune de Laghouat est un sable siliceux (Tableau IV).

TABLEAU V Estimation indirecte du potentiel de gonflement des sols.

Indirect estimation of swelling potential of soils.

Les auteurs	Paramètres	ELG	EAM
Classifications selon un seul paramètre			
Snethen (1977)	I_p	haut	haut
Snethen <i>et al.</i> (1977)	w_L	élevé	élevé
Serratos (1957)	w_B	marginale	marginale
Classifications selon deux paramètres			
Seed <i>et al.</i> , 1962	A_c, C_2	élevé	élevé
Snethen (1977)	I_p, w_L	élevé	élevé
Williams et Donaldson (1980)	I_p', C_2	très élevé	très élevé
Classifications selon trois paramètres			
Holtz et Gibbs(1956)	C_1, I_p, w_B	important	important
Snethen (1977)	I_p', w_L, w_B	élevé	élevé

C1 : taux de particules inférieur à 1 μm .

TABLEAU IV Analyse chimique du sable de dune.
Chemical analysis of dune sand.

	Symboles	Unité	Sable de dune
Résidu insoluble	$\text{SiO}_2 + \text{silice}$	%	95,87
Sulfates	SO_3	%	0,91
Chlorures	Cl^-	%	0,36
Carbonate de calcium	CaCO_3	%	2,5
Matières organiques	MO	%	-

3

Étude du gonflement des argiles

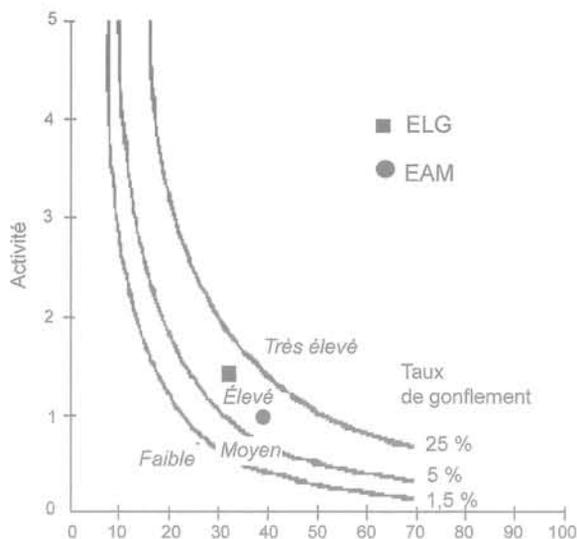
Le gonflement des argiles est un phénomène fort complexe. Il dépend de plusieurs paramètres, en particulier la densité sèche, la teneur en eau naturelle et la nature minéralogique des dépôts argileux. Le gonflement peut être prédit à partir des caractéristiques physiques du sol, simples à déterminer au laboratoire, comme les limites de consistance. Néanmoins, ces modèles de prédiction du gonflement restent grossiers. Donc des mesures directes des paramètres de gonflement sont nécessaires pour confirmer et quantifier le caractère gonflant d'une argile.

Dans cette étude du potentiel de gonflement des deux sols, les essais sont réalisés sur des échantillons reconstitués par compactage statique (utilisant une presse à la vitesse de 1,27 mm/min).

3.1

Mesure indirecte du potentiel de gonflement

Un nombre considérable d'approches empiriques, introduites par différents auteurs basées sur des caractéristiques physiques des sols (Holtz et Gibbs, 1991), sont utilisées pour l'évaluation du potentiel de gonflement. Certains auteurs ont proposé des abaques de classifications basées soit sur l'activité corrigée (Seed *et al.*, 1962) (Fig. 4), ou sur des paramètres physiques (Williams et Donaldson, 1980) (Fig. 5). Le tableau V présente les classifications de ces deux sols selon les méthodes indirectes.



Pourcentage de particules argileuses (de taille inférieure à 2 µm)

FIG. 4 Abaque d'évaluation du potentiel de gonflement. Chart for swelling potential evaluation (Seed, 1962).

L'activité corrigée de Seed *et al.* (1962) est exprimée par :

$$Ac = I_p / (C_2 - n)$$

avec $n = 5$: cas des sols naturels ; $n = 10$: cas des sols reconstitués.

En général, toutes les classifications montrent que, les deux sols possèdent un potentiel de gonflement élevé à très élevé, ce qui est en accord avec le minéral prédominant qui est la montmorillonite.

Pour confirmer la classification obtenue par les méthodes indirectes, des mesures directes du potentiel de gonflement ont été effectuées.

3.2

Mesure directe des paramètres de gonflement

3.2.1

Mesure du potentiel de gonflement

Les essais de gonflement libre sont effectués dans un œdomètre classique dont les dimensions des échantillons sont : hauteur $H = 20$ mm, diamètre $D = 50$ mm.

Dans un premier temps, on procède à la préparation de l'échantillon (broyage, tamisage, séchage et compactage statique) à la teneur en eau optimale ($\omega_{opt} = 15\%$) et au poids volumique sec maximal ($\gamma_d = 18,2 \text{ kN/m}^3$) déterminé à partir de l'essai de compactage.

L'échantillon est placé dans une cellule cylindrique entre deux pierres poreuses. Puis par imbibition, il est autorisé à gonfler verticalement sous la pression du piston durant plusieurs jours jusqu'à la stabilisation. Le gonflement total est déterminé d'après la formule suivante :

$$G(\%) = \frac{(H_f - H_i)}{H_i} \times 100$$

H_i : hauteur initiale ;

H_f : hauteur finale après stabilisation.

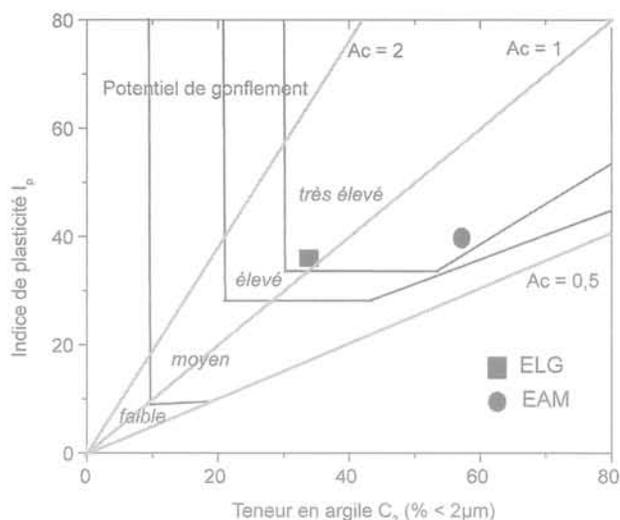


FIG. 5 Classification des potentiels de gonflement de Williams et Donaldson (1980). Classification of swelling potential by Williams and Donaldson (1980).

3.2.2

Mesure de la pression de gonflement

Il existe de nombreuses méthodes pour mesurer la pression de gonflement à l'œdomètre (Fig. 6).

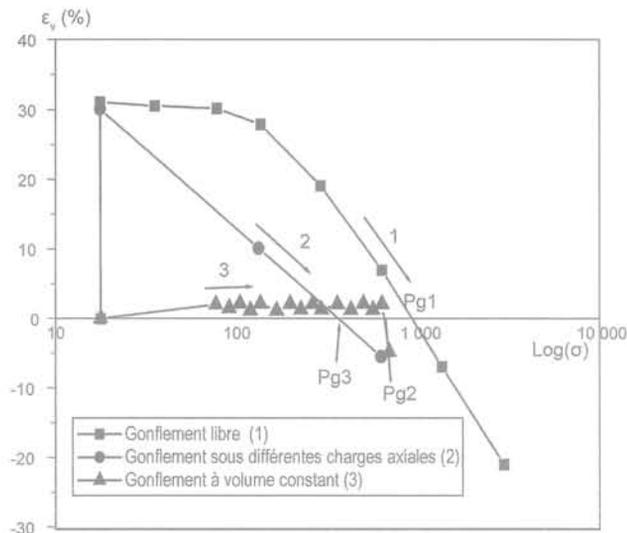


FIG. 6 Différentes procédures d'essais de pression de gonflement (Sridharan *et al.*, 1986). Various procedures for swelling pressure.

- *Méthode de gonflement libre* : après la phase de gonflement libre sous faible charge (poids du piston), l'échantillon quasi saturé suit un chemin de chargement jusqu'à ce que son volume revienne à sa valeur initiale. La contrainte correspondante est la pression de gonflement (Jenning et Knight, 1957; Chen, 1988).

- *Méthode de volume constant* : la méthode de gonflement à volume constant est réalisé selon la norme

ASTM D 4546-90 (American Society for Testing and Materials). La tendance de l'échantillon à gonfler est neutralisée par l'application d'une charge croissante dès que le déplacement du comparateur atteint 1/100 mm. La valeur de la charge, lorsque l'échantillon est stabilisé, représente la pression de gonflement (Chen, 1988).

• *Méthode de gonflement sous différentes pressions* : appelée aussi essai de gonflement en parallèle ou encore essai gonflement-effondrement, elle consiste à placer plusieurs éprouvettes d'un même matériau dans différentes cellules oedométriques, chaque éprouvette étant chargée par une contrainte axiale constante après imbibition. Les résultats obtenus après stabilisation des déformations (gonflement ou tassement) sont représentés sous forme d'une courbe (en ordonnée les déformations et en abscisse les contraintes axiales). L'intersection de la courbe avec l'axe des abscisses ou les déformations sont nulles représente la pression de gonflement (Philipponnat, 1991).

Dans cette étude, l'estimation de la pression de gonflement est faite suivant deux méthodes : la méthode de gonflement libre et la méthode de volume constant.

Pour la préparation des échantillons, les mêmes procédures que celles utilisées pour mesurer le gonflement libre sont adoptées en gardant les mêmes caractéristiques initiales des échantillons (hauteur, diamètre, densité sèche et teneur en eau).

3.3

Résultats

En ce qui concerne le potentiel de gonflement, la figure 7 montre l'évolution du gonflement libre (G %) en fonction du temps pour les deux sols. On constate qu'au début de l'imbibition les deux sols gonflent d'une manière similaire, mais que, par la suite, le sol de In-Aménas (EAM) présente un taux de gonflement plus important. Après 7 jours, les taux de gonflement sont de 20 % pour le sol de Laghouat (ELG) et d'environ 30 % pour le sol de In-Aménas (EAM). Ces résultats montrent le caractère gonflant des deux sols et confirment les constatations obtenues à l'aide des méthodes indirectes.

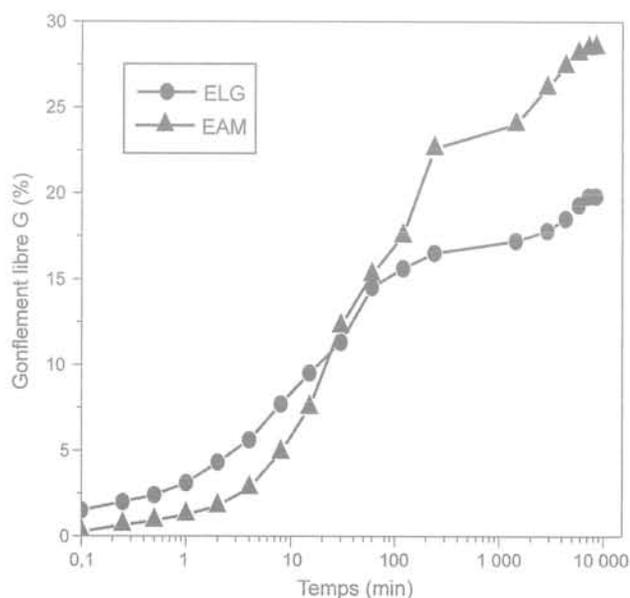


FIG. 7 Évolution du gonflement libre en fonction du temps.
Evolution of free swelling over time.

Les résultats des paramètres de gonflement (taux et pression de gonflement) sont résumés dans le tableau VI. On constate que les deux sols développent des pressions de gonflement très proches avec des valeurs un peu plus élevées pour le sol de In-Aménas. Par ailleurs, on note que la pression de gonflement obtenue par la méthode du gonflement libre est supérieure à celle obtenue par la méthode du volume constant et cela pour les deux sols. Ceci est en accord avec les résultats donnés par Sridharan *et al.*, 1986 (cité par Philipponnat, 1991). Cette différence est attribuée au frottement qui se développe pendant la phase de recompression de l'échantillon après gonflement libre.

TABLEAU VI Résultats des paramètres de gonflement.
Results of swelling parameters.

	G (%)	Pg ₁ (kPa)	Pg ₂ (kPa)
Sol de Laghouat (ELG)	19,8	412,5	400
Sol de In-Aménas (EAM)	28,5	585	370

G % : Gonflement libre

Pg₁ : Pression de gonflement (méthode du gonflement libre).

Pg₂ : Pression de gonflement (méthode du volume constant).

4

Stabilisation des sols

Stabiliser un sol, c'est modifier certaines de ses propriétés en vue d'améliorer ses performances mécaniques. Il existe plusieurs techniques de stabilisation, parmi lesquelles la stabilisation par ajout de sable.

4.1

Stabilisation par ajout de sable

C'est vers les années 70 que des chercheurs ont commencé à étudier l'influence de l'ajout de sable sur les sols gonflants. L'emploi du sable comme matériau traitant est une technique relativement récente.

Pour l'étude de la stabilisation par ajout de sable de dune, les pourcentages de sable additionnés sont respectivement 15 %, 30 % et 45 %.

Les conditions d'essais utilisés pour mesurer le potentiel de gonflement sont les mêmes que celles utilisées auparavant ($w = 15\%$ et $\gamma_d = 18,2 \text{ kN/m}^3$).

Les méthodes utilisées pour la mesure de la pression de gonflement sont les mêmes que celles utilisées précédemment et qui sont la méthode du gonflement libre et la méthode du volume constant. Les échantillons sont préparés par le compactage statique avec les mêmes dimensions que celles utilisées pour la détermination du taux de gonflement. La figure 8 représente l'évolution, en fonction du temps, du taux de gonflement pour les différents mélanges argiles-sable.

Les résultats des essais sont résumés dans les tableaux VII et VIII. Ils montrent que :

– à faible pourcentage de sable ajouté (15 %), les particules de sable sont dispersées dans la masse argileuse. L'effet de l'ajout de sable sur la porosité est faible et, par conséquent, la réduction du gonflement n'est pas importante;

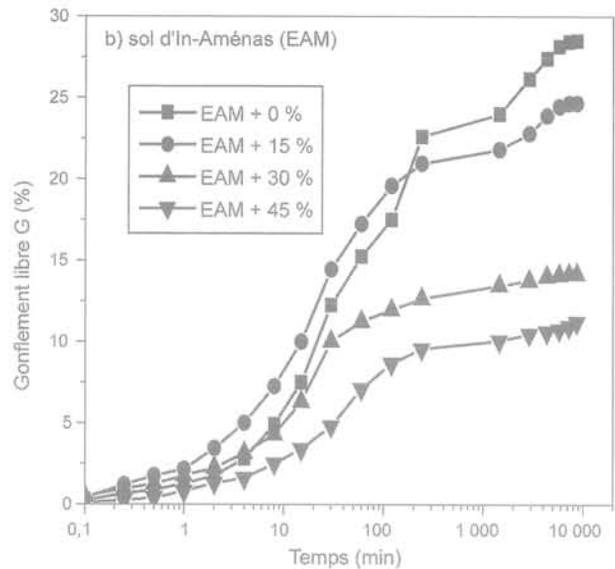
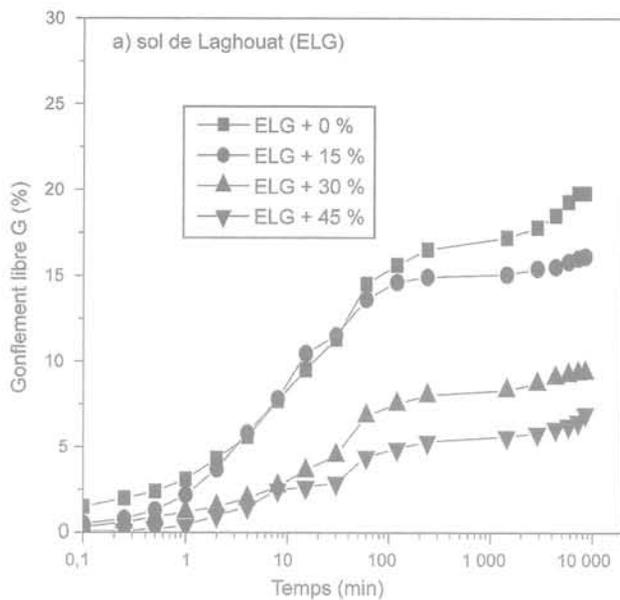


FIG. 8 Évolution du gonflement des mélanges argile-sable en fonction du temps.
Swelling evolution of clay-sand mixtures over time.

– à moyen et fort pourcentage de sable ajouté, la quantité de sable additionnée permet de créer des vides plus au moins importants à l'intérieur de la masse du sol, ce qui permet d'engraisser, au sein de la structure, les variations de volume engendrées par les particules argileuses, ce qui résulte à une réduction importante du potentiel de gonflement ;

– les résultats obtenus sont très encourageants et sont en bon accord avec ceux trouvés par Derriche *et al.* (1994) et Bengraa (2005). Le sable de dune peut être utilisé comme stabilisant pour ces sols expansifs.

avec :

$$\frac{\Delta G}{G} = \frac{G_0(\%) - G_p(\%)}{G_0(\%)} \quad \frac{\Delta P_g}{P_g} = \frac{P_{g_0} - P_{g_p}}{P_{g_0}}$$

TABLEAU VII Stabilisation par ajout de sable de dune (ELG).
Stabilisation by dune sand addition (ELG).

Pourcentage de sable de dune	Sol de Laghouat (ELG)					
	G (%)	$\Delta G/G$ (%)	P_{g_1} (kPa)	$\Delta P_{g_1}/P_{g_1}$ (%)	P_{g_2} (kPa)	$\Delta P_{g_2}/P_{g_2}$ (%)
0 %	19,8	Réduction	412,5	Réduction	4	Réduction
15 %	16,10	18,69	212,5	49,50	185	53,75
30 %	9,35	52,78	125	69,70	100	75,00
45 %	6,95	65	50	87,80	42	89,50

TABLEAU VIII Stabilisation par ajout de sable de dune (EAM).
Stabilisation by dune sand addition (EAM).

Pourcentage de sable de dune	Sol de In-Aménas (EAM)					
	G (%)	$\Delta G/G$ (%)	P_{g_1} (kPa)	$\Delta P_{g_1}/P_{g_1}$ (%)	P_{g_2} (kPa)	$\Delta P_{g_2}/P_{g_2}$ (%)
0 %	28,5	Réduction	585	Réduction	370	Réduction
15 %	24,65	13,51	325	44,45	250	32,43
30 %	14,15	50,35	155	73,50	130	64,87
45 %	11,2	60,71	90	82,90	70	81,10

G_0 et P_g sont respectivement le gonflement et la pression de gonflement de l'argile sans ajout.

G_p et P_{g_p} gonflement et pression de gonflement de l'argile + sable à un pourcentage égale à « p ».

4.2

Stabilisation combinée (sable + sel)

A partir des résultats de Bengraa (2005) pour la stabilisation des sols expansifs de la région d'Oran (Sidi Chahmi et Mers el-Kebir) par ajout de différents types de sables (rivière, carrière et plage), on a constaté que le sable de plage représente un bon stabilisant pour les sols expansifs. La réduction du potentiel et de la pression de gonflement peut aller jusqu'à environ 85 % pour 40 % de sable de plage ajouté. En revanche, pour le même pour-

centage de sable additionné, le sable de rivière et le sable de carrière entraînent des réductions d'environ 52 % et 60 % respectivement (Tableau IX).

TABEAU IX Gonflement final et relatif de tous les sols (Bengraa 2005).
Final and relative swelling of all soils (Bengraa 2005).

		0 %	S.RV	S.PL	S.CR
		40 %	40 %	40 %	
Sidi Chahmi	G (%)	26,3	12,4	3,8	10,3
	$\Delta G/G$	0	52,9	85,6	60,8
Mers el-Kebir	G (%)	21,2	8	2,9	7,8
	$\Delta G/G$	0	62,3	86,3	63,2

S.RV : sable de rivière.
S.PL : sable de plage.
S.CR : sable de carrière.

L'examen des courbes granulométriques des trois sables (Fig. 9), montre que le sable de plage est plus fin que le sable de carrière. Or, la figure 10 montre que l'ajout du sable de plage (non lavé) réduit d'une manière plus importante le potentiel de gonflement que le sable de carrière, ce qui est en contradiction avec les résultats reportés dans les références bibliographiques, pour le même pourcentage additionné, plus le sable est grossier plus le taux de réduction de gonflement est élevé (Satyanarayana, 1969; Didier, 1972; Suratman, 1985). Ceci peut s'expliquer par le fait que le sable de plage contient des sels, et que le processus de stabilisation est assuré par la combinaison sel + sable. Dans ce contexte, nous avons envisagé de procéder à une stabilisation combinée par l'hydratation des mélanges argiles-sable de dune avec une solution saline (eau distillée + NaCl).

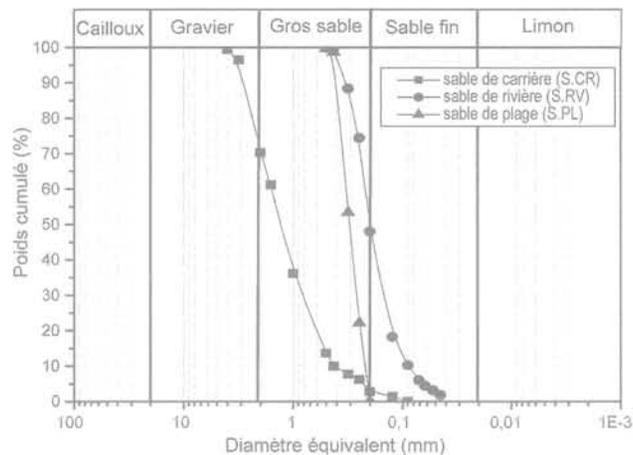


FIG. 9 Courbes granulométriques des trois sables (Bengraa, 2005).
Grain size distribution of three sands (Bengraa, 2005).

En premier lieu, on a étudié l'effet du sel sur les paramètres de gonflement. Les deux argiles (ELG) et (EAM) sont hydratées par une solution saline à différentes concentrations : 0,1 M; 0,5 M et 1,5 M (M est la molalité de la solution saline ; M = mole/litre). Par la suite, l'effet de l'association du sable de dune à la solution saline (sable + sel) sur le potentiel de gonflement est considéré. Les combinaisons (sable + sel) sont les suivantes :

0,1 M + 15 % ; 0,1 M + 45 % ; 1,5 M + 15 %
et 1,5 M + 45 %.

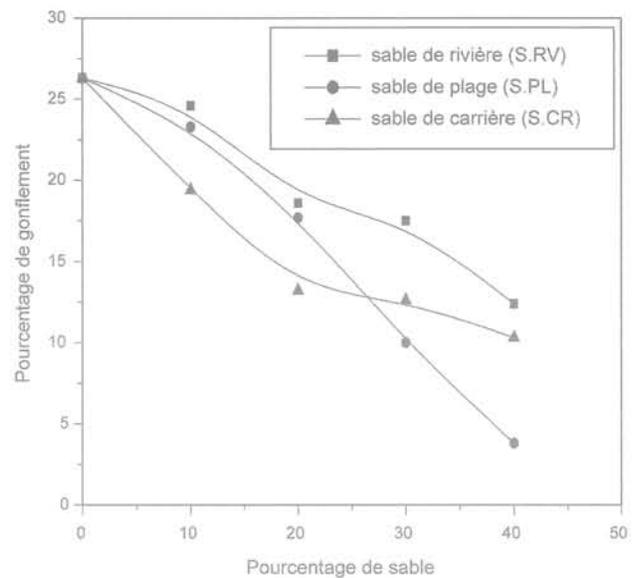


FIG. 10 Influence de l'ajout de sable sur le gonflement libre, argile de la région d'Oran (Sidi Chahmi) (Bengraa, 2005).
Effect of sand addition on the free swelling, clay of Oran region (Bengraa, 2005).

On constate, pour les deux sols, que le taux de réduction du potentiel de gonflement par la solution saline est proportionnel à la concentration en sel (Fig. 11). Pour une faible concentration (0,1 M), la réduction du taux de gonflement est uniquement de 17,68 % et de 10 à 20 % pour la pression de gonflement. Pour une forte concentration (1,5 M), la réduction du taux de gonflement est de 51,26 % et plus de 80 % pour la pression de gonflement. Les résultats sont indiqués sur les tableaux X et XI.

On peut conclure que le sel (NaCl) est plus efficace pour réduire la pression de gonflement que le taux de gonflement. Ces résultats sont en bon accord avec les résultats obtenus par Abou Baker *et al.* (2004).

En ce qui concerne la stabilisation combinée, où le mélange argile-sable est hydraté par une solution saline, les résultats de ce processus de stabilisation sont indiqués dans les tableaux XII et XIII, on constate que :

- pour l'addition d'un faible pourcentage de sable de dune (15 %) aux sols, puis hydratation de ce mélange par une solution saline de faible concentration (0,1 M), la réduction des paramètres de gonflement est importante (de l'ordre de 65 % pour le taux de gonflement et 63 % pour la pression de gonflement) ;
- avec l'ajout de quantités faibles de sable (15 %) et l'hydratation par des solutions salines à différentes concentrations, les résultats de stabilisation sont très satisfaisants ;
- pour un pourcentage élevé de sable de dune (45 %) et par l'hydratation du mélange argile-sable avec une solution saline de forte concentration (1,5 M), la réduction des paramètres de gonflement est de l'ordre de 95 %.

On peut conclure que la méthode de stabilisation combinée (sable + sel) donne de meilleurs résultats que ceux obtenus en utilisant uniquement le sable ou le sel (Fig. 12).

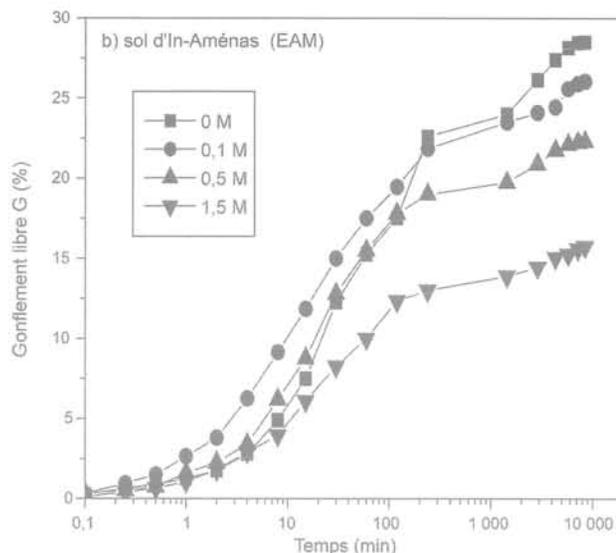
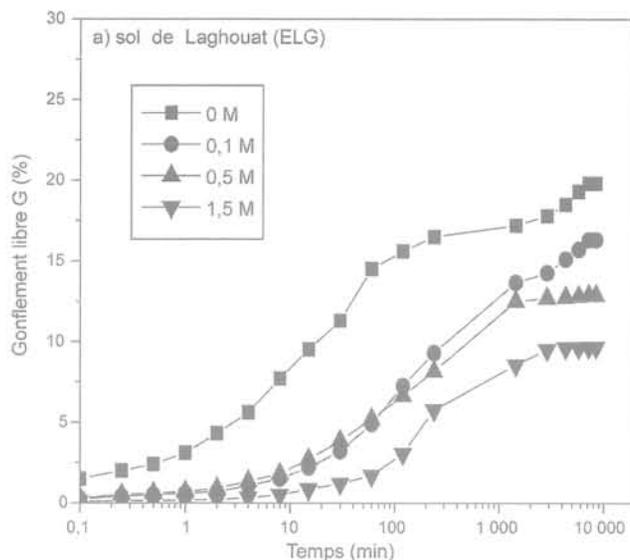


FIG. 11 Évolution du gonflement libre en fonction du temps (sable + solution saline NaCl).
Free swelling evolution over time (sand + NaCl).

TABLEAU X Stabilisation par hydratation avec la solution saline (ELG).
Stabilisation by wetting with saline solution (ELG).

Concentration en NaCl (mole/litre)		Sol de Laghouat (ELG)				
	G (%)	$\Delta G/G$ (%)	Pg_1 (kPa)	$\Delta Pg_1/Pg_1$ (%)	Pg_2 (kPa)	$\Delta Pg_2/Pg_2$ (%)
0 %	19,8	Réduction	412,5	Réduction	400	Réduction
0,1	16,3	17,68	380	7,88	320	20
0,5	12,85	35,10	170	58,78	130	67,5
1,5	9,65	51,26	62,5	84,77	75	81,25

TABLEAU XI Stabilisation par hydratation avec la solution saline (EAM).
Stabilisation by wetting with saline solution (EAM).

Concentration en NaCl (mole/litre)		Sol de In-Aménas (EAM)				
	G (%)	$\Delta G/G$ (%)	Pg_1 (kPa)	$\Delta Pg_1/Pg_1$ (%)	Pg_2 (kPa)	$\Delta Pg_2/Pg_2$ (%)
0 %	28,5	Réduction	585	Réduction	370	Réduction
0,1	26,05	8,6	420	28,20	330	10,81
0,5	22,3	21,75	255	56,41	155	58,11
1,5	15,75	44,74	150	74,36	50	86,49

TABLEAU XII Stabilisation combinée (sable de dune + sel) (ELG).
Combined stabilisation (dune sand + salt) ELG.

Solution saline + sable de dune		Sol de Laghouat (ELG)				
	G (%)	$\Delta G/G$ (%)	Pg_1 (kPa)	$\Delta Pg_1/Pg_1$ (%)	Pg_2 (kPa)	$\Delta Pg_2/Pg_2$ (%)
0 %	19,8	Réduction	412,5	Réduction	400	Réduction
0,1 M + 15 %	6,8	65,66	160	61,21	140	65
0,1 M + 45 %	1,75	91,16	90	78,18	70	82,5
1,5 M + 15 %	5,6	71,71	30	92,73	15	96,25
1,5 M + 45 %	0,6	96,97	16	96,12	4	99

TABLEAU XIII Stabilisation combinée (sable de dune + sel) (EAM).
Combined stabilisation (dune sand + salt) EAM.

Solution saline + sable de dune	G (%)	$\Delta G/G$ (%)	P_{g1} (kPa)	$\Delta P_{g1}/P_{g1}$ (%)	P_{g2} (kPa)	$\Delta P_{g2}/P_{g2}$ (%)
0 %	28,5	Réduction	585	Réduction	370	Réduction
0,1 M + 15 %	9,12	68	205	64,95	145	60,81
0,1 M + 45 %	6,85	92,63	110	81,2	80	78,38
1,5 M + 15 %	2,1	75,97	65	88,89	45	87,84
1,5 M + 45 %	1,5	94,74	35	94,02	15	95,95

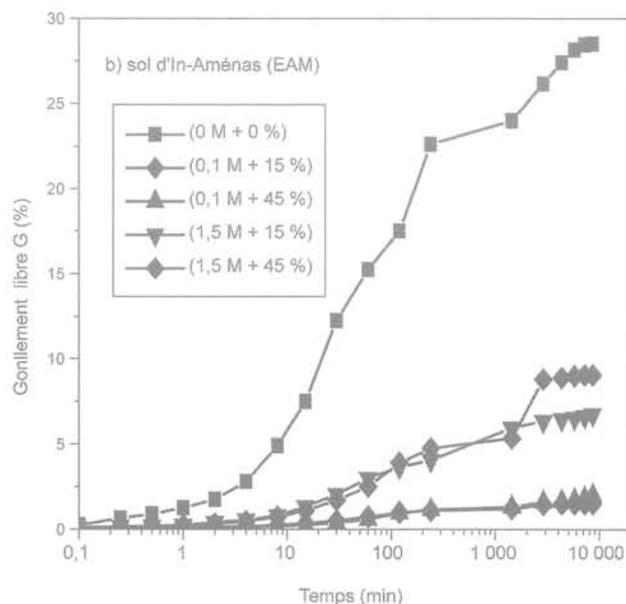
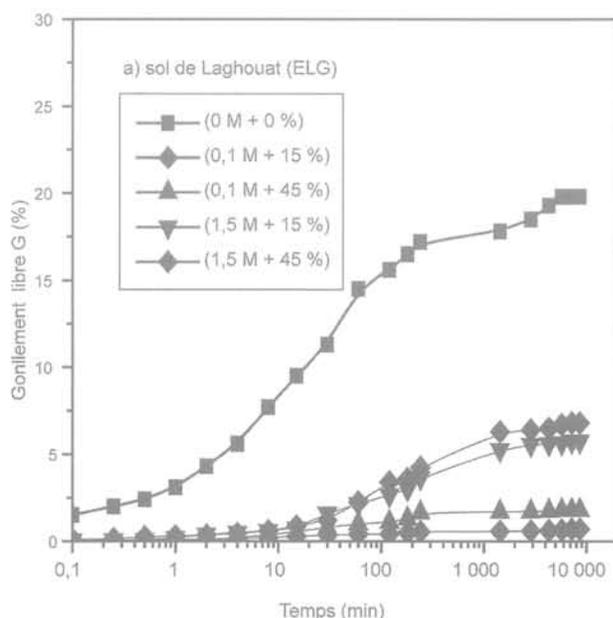


FIG. 12 Évolution du gonflement libre en fonction du temps (sable + solution saline NaCl).
Free swelling evolution over time (sand + NaCl).

5

Conclusion

Cette étude s'inscrit dans le cadre de la stabilisation des sols gonflants par ajout de sable de dunes. Une technique de stabilisation combinée (sable + sel) est également présentée.

Les études qui ont été menées (minéralogie, essais d'identification et essais de gonflement) ont confirmé le caractère gonflant des deux sols étudiés. L'argile de In-Aménas possède un potentiel de gonflement plus élevé que celui de l'argile de Laghouat.

La stabilisation par ajout de sable de dunes devient significative pour des pourcentage au-delà de 30 % de la masse du sol stabilisé. Par ailleurs, la stabilisation chimique par une solution saline à base de NaCl semble

moins efficace : pour une forte concentration (1,5 M), la réduction du potentiel de gonflement est environ de 50 %. En revanche, la stabilisation combinée (association sel + sable) donne une réduction très significative des paramètres de gonflement pour les deux sols traités.

Cette solution est d'autant plus attractive que :

- le problème de lessivage rencontré dans les processus de stabilisation par les sels a proscrit l'utilisation d'une trop forte quantité de sel ;
- la quantité de sable seul à ajouter aux sols gonflants pour aboutir à une réduction satisfaisante du potentiel de gonflement serait également trop importante ;
- ces deux matériaux locaux (sable et sel) sont largement disponibles au niveau de la région à des prix raisonnables.

La technique de stabilisation combinée (sable + sel) s'impose donc comme une alternative efficace et économique pour le traitement des argiles gonflantes.

- Aboubeker N., Sidi Mohamed A.M. – Stabilisation des sols gonflants par les sels. *Géo-Beyrouth 2004*, p. 415-422.
- Bengraa L., Hachichi A., Bourokba S., Benaïssa A. – Étude de la stabilisation des argiles gonflantes par ajout de sable. *2^{es} Journées d'études sur les sols gonflants*, Tlemcen (Algérie) 13-14 nov. 2005, p. 101-112.
- Chen F.H. – *Foundations on expansive soil*. Developments in Geotechnical Engineering, vol. 54, Elsevier Publishing Co. Amsterdam, 1988, 464 p.
- Derriche Z., Kebaili M. – Prévission du gonflement des argiles d'In-Aménas. *Bulletin de liaison des LPC*, n° 218, novembre-décembre, 1998, p. 15-23.
- Didier G. – *Gonflement cristallin et macroscopique des montmorillonites, sa prévision*. Thèse de docteur ingénieur, université Claude-Bernard, Lyon, 1972.
- Hachichi A., Fleureau J.-M. – Caractérisation et stabilisation de quelques sols gonflants d'Algérie. *Revue française de géotechnique*, n° 86, 1999, p. 37-51.
- Hachichi A., Benaïssa A., Bourokba S., Boudia M. – Étude de la stabilisation chimique des sols gonflants de la région d'Oran. *Proc. 13th CRA L'implication de la géotechnique dans le développement des infrastructures en Afrique*, Marrakech. (Maroc), 8-11 déc. 2003, p. 371-379.
- Holtz W.G., Gibbs H.J. – Engineering properties of expansive soils. *Trans. of ASCE*, vol. 121, 1956, p. 641-679.
- Holtz W.G., Gibbs H.J. – *Introduction à la géotechnique*. Édition de l'École de polytechnique de Montréal, Canada, 1991, trad. J. Lafleur, 794 p.
- Jennings J.E., Knight ?? – The prediction of amount and rate of heave likely to be experimented in engineering construction on expansive soils. *2nd IRECECS*, Texas, 1957, p. 98-112.
- Kaoua F., Derriche Z., Laradi N. – Contribution à l'étude de la stabilisation des sols gonflants par ajout de sable. *Revue technique de l'École nationale des travaux publics, Algérie Équipement*, n° 15, septembre 1994, p. 12-15.
- Lamara M., Merah A. – Analyse d'un cas pathologique de gonflement de sol rencontré de l'université de Laghouat. *Journées d'études sur les sols gonflants*, Tlemcen (Algérie) 27-28 oct. 2002, p. 101-110.
- Lamara M., Gueddouda M.K., Goual I. – Stabilisation des sols gonflants par ajout de sable de dune, cas région de Laghouat. *2^{es} Journées d'études sur les sols gonflants*, Tlemcen (Algérie) 13-14 nov. 2005, p. 129-139.
- Louafi B. – *Stabilisation d'une bentonite par ajout de sable. Interaction sol-matériau d'amendement*. Thèse de magistère, université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene, Algérie, 1997, 115 p.
- Philipponnat G. – Retrait gonflement des argiles, proposition de méthodologie. *Revue française de géotechnique*, n° 57, 1991, p. 5-22.
- Satyanarayana B., Ranganatham ?? – A rational method of predicting swelling potential for compacted expansive clays. *Proc. of the 6th ICSMFE*, Montréal, 1965.
- Satyanarayana B. – Behaviour of expansive soil treated on cushioned with sand. *Proc. of the 2nd International Research and Engineering Conference on Expansive clay soils*, Texas, 1969.
- Seed H.B., Woodward R.J., Lundgren R. – Prediction of swelling potential for compacted clays. *Journal of the soil mechanics and foundations division ASCE*, vol. 88, n° SM4, 1962, p. 107-131.
- Skempton A.W. – The colloidal activity of clays. *Proc. of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, vol. 1, 1953, p. 57-61.
- Snethen D.R., Johnson L.D., Patrick D.M. – *An evaluation of expedient methodology for identification of potentially expansive soils*. Federal Highway Administration. Washington D.C. June, 1977, report, FHWA RD-77-94.
- Suratman I. – *Contribution à l'étude de la cinétique et de la stabilisation du gonflement des argiles*. Diplôme de docteur ingénieur, INSA de Lyon (France), 1985.
- Sridaharan A., Rao A.S., Sivapulliah P.V. – Swelling pressure of clays. *Geotech. Test. JGTJDDJ*, vol. 9, n° 1, 1986, p. 24-33.
- Tas M. – *Influence des procédures expérimentales sur l'estimation en laboratoire des paramètres de gonflement des argiles expansives*. Thèse de magistère, École nationale polytechnique, Alger (Algérie), 1992, 148 p.
- Tran Ngoc Lan – Utilisation de l'essai au bleu de méthylène en terrassements routiers. *Bulletin de liaison des LPC*, 111, 1981, p. 5-16.
- Williams A.B., Donaldson G.W. – Developments related to building on expansive soils in South Africa: 1973-1980. *Proc. 4th Int. Conf. on Expansive Soils*, Denver, vol. 2, 1980, p. 834-844.

Un enseignement par projet de la géotechnique

**P. DELAGE
V. DE GENNARO**

École nationale des ponts
et chaussées
CERMES (Institut Navier)
6-8, avenue Blaise-Pascal
77455 Marne-la-Vallée
Cedex 2

**V. BERNHARDT
B. SIMON**

Terrasol
Immeuble Hélios
72, avenue Pasteur
93108 Montreuil Cedex

Résumé

Un enseignement par projet a été mis au point en géotechnique à partir de l'étude de problèmes réels, modélisés par un code aux éléments finis géotechnique. L'enseignement se déroule sur quatre séances et il est validé par une présentation devant jury avec remise d'un rapport. Ce contact plus proche avec la réalité de la pratique géotechnique permet de traiter divers aspects qui sont plus difficilement abordables dans le cadre de la pédagogie classique. La mise en évidence de la complexité des problèmes géotechniques ainsi que l'importance de l'expérience et du recours à l'intuition permettent de renforcer l'intérêt des étudiants pour la géotechnique.

Mots-clés : enseignement, projet, ouvrages, géotechnique, éléments finis, pédagogie.

Project oriented geotechnical teaching

Abstract

A course based on a project of geotechnical engineering has been developed by considering real geotechnical problems that were modelled by using a geotechnical finite element code. The course is developed along 4 sessions and the validation is carried out by a final defence of the project in front of a committee. A written report is also asked. Thanks to this close contact with real geotechnical problems, various aspects that cannot easily be covered during conventional courses are considered. The complexity of geotechnical engineering is outlined. The necessary use of experience and intuition obviously strengthens the interest of students to geotechnical engineering.

Key words : teaching, project, geotechnical engineering, geotechnical structures, finite elements, pedagogy.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} décembre 2006.

Introduction

Les vertus de l'enseignement par projet ne sont plus à démontrer. La réalisation d'un projet basé sur un cas réel à partir de données analogues à celles disponibles pour les ingénieurs de bureau d'études nécessite un investissement en temps important pour les étudiants et pour les enseignants, tant en termes de préparation que d'encadrement.

Un enseignement par projet de géotechnique a été mis en œuvre à l'ENPC dans le cadre de la voie d'approfondissement « Géotechnique » en deuxième année du cycle de formation d'ingénieur. Cet enseignement se situe dans la suite du cours d'initiation à la mécanique des sols du premier semestre (14 demi-journées). Il se déroule en parallèle avec le cours d'approfondissement géotechnique (14 demi-journées) où sont abordés les aspects relatifs au contexte géologique et géotechnique des ouvrages, aux mouvements de versants et au calcul d'ouvrages (fondations et soutènements).

La réalisation du projet géotechnique se déroule sur cinq séances de 3 heures, au sein d'un programme plus large (14 demi-journées) donné au tableau I pour l'année 2004-2005. Le tableau donne également le nombre d'encadrants à chaque séance, pour un effectif d'une trentaine d'élèves. Cet enseignement comprend des aspects expérimentaux de caractérisation géologique et géotechnique des sols au laboratoire (minéralogie, texture, œdomètre et triaxial) et *in situ* sur le terrain (pressiomètre, pénétromètre et scissomètre), qui ne seront pas détaillés ici. Les séances du projet sont intitulées P1 à P5 et sont espacées d'environ 3 semaines les unes des autres.

Le projet est basé sur l'utilisation d'un code aux éléments finis qui sert de support pour la modélisation de problèmes et d'ouvrages géotechniques réels, sur lesquels sont disponibles des données de terrain auxquelles les résultats obtenus seront confrontés. Il s'agit du code Plaxis (Brinkgreve et Vermeer, 1998), qui a démontré les qualités de convivialité et de robustesse qui permettent une assimilation rapide et l'obtention de résultats de qualité (distribution de contraintes, pressions interstitielles et déplacements) pour les problèmes aux limites proposés aux élèves. Il est à noter que d'autres codes géotechniques largement répandus, comme le code CESAR-LCPC (Humbert, 1989) par exemple, présentent également des qualités de convivialité qui leur permettraient de supporter ce type d'enseignement. Il faut préciser enfin que les générations actuelles d'étudiants présentent de larges facilités d'assimilation de l'utilisation de toutes sortes de logiciels, ce qui facilite les choses.

Le nombre de séances dédiées au projet comprend quatre séances d'initiation et de suivi et une séance de soutenance devant un jury composé des enseignants. C'est un nombre relativement réduit pour un enseignement de ce type, ce qui requiert en conséquence une mobilisation personnelle effective de la part des étudiants en dehors des séances. Cependant, des séances de monitorat encadrées par des doctorants sont également mises en œuvre, les doctorants se rendant disponibles une à deux fois deux heures à heures fixes au cours de la semaine.

Pour une meilleure efficacité, il a finalement été choisi de présenter en parallèle lors des deux premières séances P1 et P2 (Tableau I) :

- une introduction aux lois de comportement ;
- la familiarisation au code Plaxis.

TABEAU I Programme de l'enseignement de géotechnique appliquée intégrant le projet géotechnique (2005).
Planning of the course of applied Geotechnics that includes the project oriented teaching (2005).

N°	Date	Thème	Lieu
1	9/3	Caractérisation des sols et des roches : minéralogie et texture I (CGI ¹)	Labo
2	16/3	Caractérisation des sols et des roches : minéralogie et texture II (CGI)	Labo
3	23/3	<i>P1 : Initiation à la rhéologie des sols I : modèle Mohr-Coulomb (1 enseignant)</i> <i>Introduction au logiciel Plaxis : présentation d'un exemple d'application (1 enseignant)</i> <i>Question I (à rendre en P2)</i>	Salle
4	6/4	Réalisation d'essais en labo (CERMES)	Réalisation d'essais en place (Jossigny ²) Labo
5	13/4	<i>P2 : Initiation à la rhéologie des sols : modèle Cam-Clay (1 enseignant)</i> <i>Introduction au logiciel Plaxis : exemple d'application à réaliser en salle (4 enseignants)</i> <i>Présentation des projets aux groupes</i> <i>Question II (à rendre en P3)</i>	Salle
6	20/4	Réalisation d'essais en labo (CERMES)	Réalisation d'essais en place (Jossigny) Labo - Terrain
7	27/4	<i>P3 : Bilan avancement du projet (4 enseignants)</i>	2 salles info
8	11/5	Réalisation d'essais en labo (CERMES)	Réalisation d'essais en place (Jossigny) Labo - Terrain
9	18/5	<i>P4 : Bilan avancement du projet (4 enseignants)</i>	2 salles info
10	25/5	Réalisation d'essais en labo (CERMES)	Réalisation d'essais en place (Jossigny) Labo - Terrain
11	1/6	Réalisation d'essais en labo (CERMES)	Réalisation d'essais en place (Jossigny) Labo - Terrain
12	8/6	Réalisation d'essais en labo (CERMES)	Réalisation d'essais en place (Jossigny) Labo - Terrain
13	16/6	<i>P5 Soutenance des projets</i>	2 salles
14	22/6	Synthèse et interprétation des données expérimentales Remise du rapport de projet	1 salle

¹ Centre de Géologie de l'Ingénieur, commun à l'École des mines, l'ENPC et l'université de Marne-la-Vallée.

² Site expérimental de Jossigny (77).

Les séances P3 et P4 sont consacrées à l'encadrement et au suivi des projets, avec les inévitables rappels relatifs à une utilisation correcte et optimale du code et les dépannages rendus nécessaires par certaines utilisations erronées.

On présente plus en détail dans ce qui suit plusieurs aspects pédagogiques particuliers à cette forme d'enseignement.

2

Des lois de comportement

Pour des raisons de temps, les lois de comportement ne peuvent pas être présentées suffisamment en détail lors du cours d'initiation à la mécanique des sols qui se déroule au premier semestre de la deuxième année. Quelques éléments sont cependant abordés lors des séances de TP qui accompagnent ce cours; ils comprennent la réalisation d'un essai triaxial simplifié sur un sable et l'analyse des courbes déviateur/déformation axiale et variation volumique/déformation axiale. On aborde ainsi les effets de la densité de l'échantillon, les réponses aux cycles de charge-décharge, les notions de limite élastique, de phase plastique avec déformations irréversibles, d'écroûissage et de contractance-dilatance.

L'objet de la première séance de projet (P1), où tous les élèves sont regroupés dans une même classe avec un enseignant unique, est double, avec une initiation aux lois de comportement et une première présentation du code utilisé :

- on vise à recadrer l'ensemble des éléments typiques du comportement des sols dans le cadre du modèle élastique linéaire parfaitement plastique obéissant au critère de rupture de Mohr-Coulomb, dont le principe est détaillé au tableau devant l'ensemble de la classe. Les écarts entre cette réponse idéale et la réponse du sol sont illustrés à, partir des courbes donnant les évolutions du déviateur et de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale (Fig. 1). On rappelle en particulier que la réponse en compression élastique linéaire est indépendante de l'évolution du déviateur; le diagramme de la figure 1 montre également la correspondance entre l'apparition de la plasticité et la dilatance. On espère par cette comparaison relativiser la validité des applications calculées avec un modèle de comportement simplifié en faisant prendre conscience de ses limites propres, ainsi que des limites inhérentes à tout modèle;

- on présente également le modèle élastoplastique appelé *Hardening Soil*, qui initie les étudiants aux modèles non linéaires intégrant l'écroûissage et une zone élastique fermée. Une première illustration de ce modèle est faite en comparaison avec le modèle de Mohr-Coulomb, afin d'illustrer en particulier le traitement de l'écroûissage. Le modèle *Hardening Soil* prévoit une élasticité linéaire caractérisée par un module d'Young E_{ur} et un coefficient de Poisson ν_{ur} en déchargement-rechargement, avec un module sécant de référence à 50 % de la rupture $E_{50}^{ref} = E_{ur}/3$ intervenant dans la loi d'écroûissage hyperbolique; la rupture est définie par les mêmes caractéristiques que le modèle de Mohr-Coulomb (angle de frottement ϕ' , angle de dilatance ψ et cohésion c'). L'utilisation dans le modèle de Mohr-Coulomb d'un module d'Young $E_{ref} = E_{50}^{ref}$ permet de bien corrélérer les rigidités initiales des courbes déviateur-déformation axiale d'un essai de cisaillement triaxial non drainé (Fig. 1). L'effet d'une zone élastique fermée est illustré par ailleurs par la modélisation d'un essai oedométrique et la mise en évidence d'un seuil de plasticité volumique;

- les caractéristiques principales du logiciel sont présentées avec la mise en œuvre en direct par l'enseignant par vidéoprojecteur d'un essai triaxial drainé qui est modélisé à l'aide des lois de comportement présentées ci-dessus.

Les étudiants ne manipulent donc pas directement le logiciel durant cette première séance. Leur premier contact se fait à l'occasion du travail personnel (Question 1) qui leur est demandé pour la séance de projet suivante (3 semaines plus tard environ, voir tableau I). Il consiste à modéliser à l'aide du code, par groupe de 2, un essai oedométrique ou un essai triaxial drainé/non drainé et à fournir pour la séance suivante un compte-rendu de cette modélisation par écrit. La première utilisation du code par les étudiants se fait donc hors encadrement, à l'aide d'un cas relativement simple et avec l'appui du guide fourni par le producteur du code, prêté aux élèves pour la durée du projet. Pour garantir le caractère personnel du travail rendu, des jeux de paramètres différents sont fournis à chaque équipe pour la modélisation des essais.

La séance P2 fait l'objet en première moitié de la présentation du modèle *Cam-Clay* et de ses dérivés en salle avec un enseignant. La seconde moitié de P2 a lieu, comme les séances P3 et P4, en salles informatique, la trentaine d'élèves étant répartie en deux groupes répartis à deux par ordinateur, avec deux enseignants par groupe.

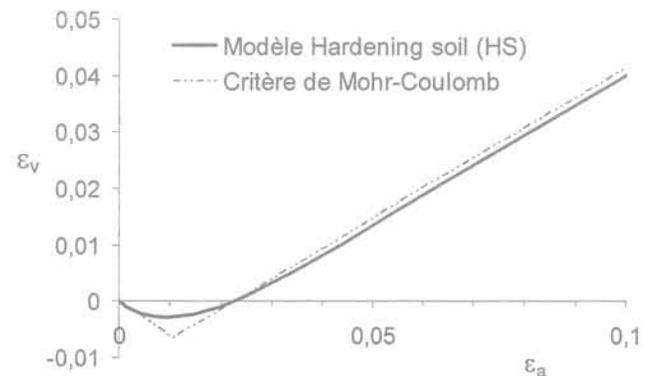
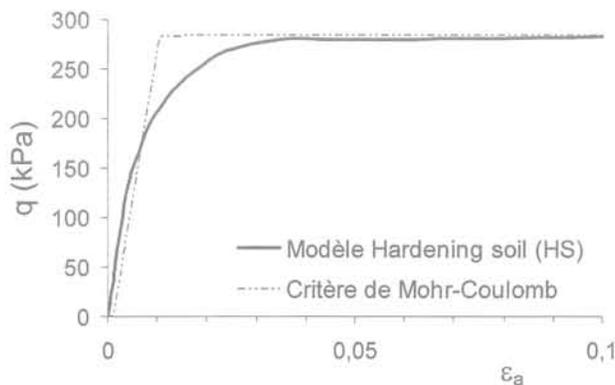


FIG. 1 Simulation d'un essai triaxial drainé sur sable selon différents modèles ($E_{50}^{ref} = E_{ur} = 34$ MPa; $\nu = 0,3$; $\phi' = 35^\circ$; $\psi = 7^\circ$ et $c' = 0$).
Modelling a triaxial drained test with different constitutive models.

Des projets proposés

L'origine variée (bureau d'études et recherche) des intervenants permet de proposer divers types de projets :

– des projets plutôt de type conception, basés sur des problèmes rencontrés dans la pratique par les ingénieurs, pour lesquels le logiciel est utilisé pour modéliser et comparer diverses conceptions possibles. On a abordé des ouvrages aussi divers que des soutènements pour la réalisation de stationnements ou de murs de quai, des tunnels, des remblais avec des spécifications particulières en termes d'impacts sur d'autres structures (conduites...). Les déplacements résultant de la construction de l'ouvrage constituent souvent le critère de choix de l'option optimale. Il est à noter que la durée réduite de l'enseignement ne permet pas de chiffrer les coûts des projets et d'intégrer, comme dans la réalité, les aspects économiques. Cet aspect est cependant abordé globalement et qualitativement dans la définition des projets afin de ne pas déboucher sur des projets fantaisistes ;

– des projets résultant d'actions de recherche ou de *benchmarking* qui permettent de disposer à la fois d'ouvrages réels instrumentés (déplacements, inclinomètres, contraintes dans les armatures ou ancrages) et de paramètres détaillés de sol résultant d'essais triaxiaux au laboratoire.

Une difficulté rencontrée régulièrement sur ces projets est précisément liée à la détermination pertinente des paramètres à prendre en compte dans les modélisations :

– il faut dans un premier temps que les étudiants perçoivent correctement la signification physique et le rôle des paramètres des lois de comportement, ce qui impose une bonne compréhension de ces lois (retours parfois nécessaires lors des séances P3 et P4 sur le contenu des séances P1 et P2, avec des questions résultant d'une assimilation incomplète de ces séances) ;

– la prise de conscience de l'incertitude et des approximations nécessaires sur les paramètres est perçue comme plutôt inconfortable par les étudiants qui, de fait, y sont confrontés pour la première fois ; les paramètres de sol donnés pour les calculs lors des cours classiques – cohésion c' , angle de frottement ϕ' , coefficient de compression C_c ,... – sont en effet fixes et uniques ! Il est à noter que la réalisation de calculs en déformations met en valeur l'importance des modules élastiques des sols, peu utilisés lors des cours classiques. Pour ce paramètre comme pour d'autres, le guide d'utilisation fournit un certain nombre d'ordres de grandeur et de variation de paramètres tout à fait intéressants dans la pratique (voir aussi Cassan 1987, 2005).

Les incertitudes et inconnues sur les paramètres correspondent à un problème couramment rencontré dans la pratique et l'approche par projet semble être une excellente façon de l'aborder concrètement.

L'expérience a montré qu'il était délicat de faire déduire par les étudiants les paramètres de lois de comportement à partir de paramètres pressiométriques obtenus *in situ* (E_M et p_L) et de la modélisation d'un essai pressiométrique (essai d'expansion de cavité, d'ailleurs traité dans le guide d'utilisation du code). La différence observée entre la modélisation et l'essai lui-même (absence d'effet de forge en début de charge-

TABLEAU II Quelques projets proposés.
Some topics proposed.

Projet	Commentaire
Étude d'un essai de chargement de pieu	Modélisation de l'essai de pieu foré de Roubaix (Frank et Zhao, 1982). Les paramètres de l'argile des Flandres sont tirés de Josseaume (1998) et on se réfère également à Frank (1999).
Étude d'une fondation mixte	Modélisation d'un essai en vraie grandeur de fondation mixte, d'après Borel (2001).
Métro de Sao Paulo (station Luz)	Modélisation et analyse critique de plusieurs méthodes de construction : types de soutènement radial, phasage d'excavation, etc.
Analyse du comportement d'une fondation de remblai sur sol mou	Exploitation des données des reconnaissances du terminal Transmanche d'Eurotunnel et application au projet d'un remblai théorique de hauteur donnée soumis à des contraintes de tassement différé.
Réinterprétation de désordres survenus durant la construction d'une écluse	Application de la méthode des éléments finis aux désordres survenus en 1961 lors des travaux de l'écluse de Ouistreham (Maisse et Desbazeille 1963).
Analyse des désordres d'un soutènement de quai en palplanches	Calage d'un modèle pour rendre compte des déplacements accidentels survenus 20 ans après la construction et extrapolation de ce modèle pour examiner les solutions de redressement.
Étude d'un barrage en remblai	Modélisation (écoulements et déformations) de barrages en remblai : – enrochement à noyau argileux ; – homogène à drain central.
Étude du mur cloué expérimental du CEBTP à Saint-Rémy	Modélisation d'un mur cloué, calcul des efforts dans les clous et déformations (Plumelle, 1984 ; Schlosser <i>et al.</i> , 1993).
Analyse numérique de deux remblais expérimentaux : Murro (Finlande) et Cubzac-les-Ponts (France)	Modélisation de la réponse de deux remblais expérimentaux. L'attention est portée, plus particulièrement, sur la consolidation à court et long terme de la fondation du remblai.
Essai de chargement de pieu	Modélisation d'un essai de chargement axial de pieu. Application des méthodes de dimensionnement classiques utilisées dans la pratique à partir des résultats du pressiomètre.

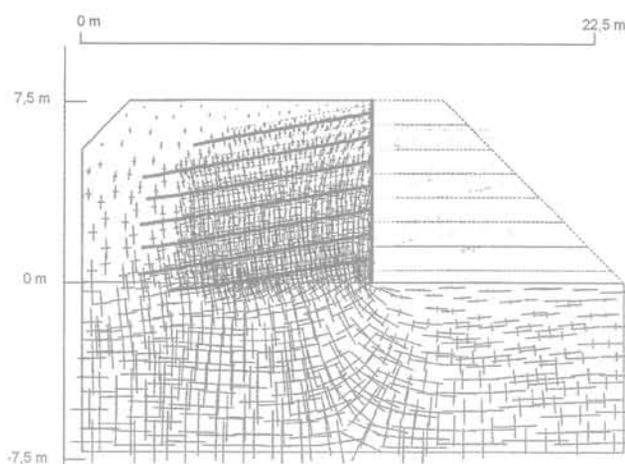
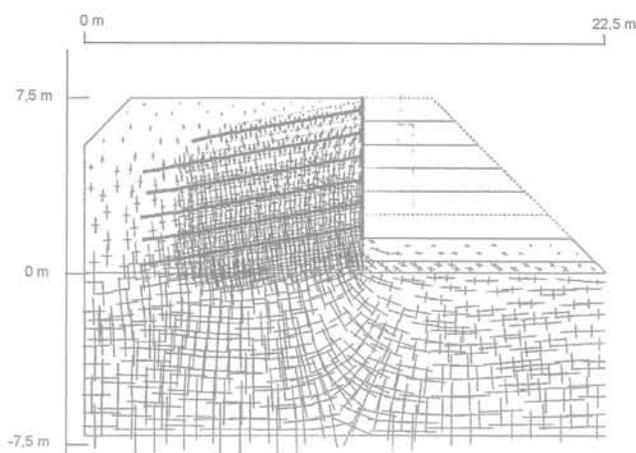


FIG. 2 Modélisation du mur CEBTP de Saint-Rémy : variation des contraintes principales entre les phases d'excavation 6 et 8.

Numerical modelling of the St Rémy nailed wall : changes in principal stresses distribution during excavation phases 6 and 8.

ment, plastification moins nette au niveau de p_1 , exploitable par un praticien plus expérimenté, a plutôt désorienté les élèves. D'où certaines difficultés quand les données de site proviennent uniquement d'essais de reconnaissance en place.

On a aussi observé une certaine impopularité auprès des étudiants des études paramétriques destinées à montrer la sensibilité du modèle aux valeurs de certains paramètres (effet de l'angle de dilataance sur les déformations, effet des modules élastiques sur les déformations...); ces approches sont perçues plus comme des exercices académiques que comme des projets proprement dits.

Autant que possible, les étudiants sont incités à comparer et recalibrer les résultats de modélisation obtenus par rapport aux résultats de méthodes de dimensionnement courantes enseignées classiquement. Cela permet de développer des analyses critiques relatives à la fois :

- à la validité et aux limitations de certaines méthodes classiques (hypothèses relatives à la mobilisation de la poussée et de la butée, par exemple);
- à la validité des hypothèses et des ordres de grandeur obtenus par les calculs aux éléments finis.

Il est en effet essentiel de développer chez les étudiants cette analyse critique des résultats de calculs aux éléments finis qui ne doivent pas être considérés comme vérité révélée du fait en particulier de l'esthétique de la présentation des résultats (schémas multicolores d'isovaleurs) ou de l'aspect complet et achevé d'une analyse qui fournit les champs de contraintes, de déformations et de pressions interstitielles.

A titre d'exemple, on donne avec quelques commentaires dans le tableau II un certain nombre de titres de projets proposés ces dernières années aux étudiants. La figure 2 présente les résultats obtenus par une équipe d'élèves en termes de contraintes principales calculées lors des phases 6 et 8 (phase finale) dans le cadre du projet d'étude du mur cloué expérimental de Saint-Rémy-lès-Chevreuse (Plumelle, 1984). Il s'agit d'un mur de 7 m de hauteur réalisé en sable de Fontainebleau (légèrement argileux) compacté de façon contrôlée qui a été réalisé par excavation de passes successives de 1 m avec à chaque passe mise en place de grillage, de béton projeté (8 cm d'épaisseur) et de clous inclinés de 10° .

Ce calcul bidimensionnel est basé sur l'utilisation intensive d'éléments d'interfaces entre les clous (ici des plaques) et le sol modélisé à l'aide du modèle *Hardening Soil*. Les paramètres ont été déduits de résultats d'essais triaxiaux (conduisant à un angle de frottement $\phi' = 34,5^\circ$, de dilataance $\psi = 5^\circ$ et à un module sécant de référence à 50 % de la rupture $E_{50}^{ref} = 30$ MPa). Les calculs ont donné des valeurs de contraintes dans les clous très satisfaisantes par rapports aux mesures effectuées. Les déformations calculées se sont avérées très dépendantes des modules retenus pour le sol (sable de Fontainebleau), ce qui a donné lieu à une étude paramétrique. L'intérêt que présentent les diagrammes d'isovaleurs de contraintes principales (Fig. 2) pour une perception physique des redistributions de contraintes engendrées au cours des phases d'excavation est commenté aux élèves.

4

Conclusion

L'enseignement par projets dispensé en parallèle avec le cours de calcul des ouvrages géotechnique permet, via la modélisation de problèmes réels, de mettre les élèves au contact de problèmes géotechniques d'une façon plus approfondie que lors de cours classiques. Il ne s'agit pas d'un cours de modélisation numérique, le code utilisé constituant davantage un outil permettant d'aborder sur des cas réels des aspects aussi variés que :

- la difficulté du choix des paramètres représentatifs à partir de données parfois incertaines ;
- le mode de fonctionnement d'une loi de comportement dépendant du type de sol rencontré ;
- le fonctionnement des interfaces et des éléments de structures (éléments poutres, rotules plastiques, tirants d'ancrage...);
- l'analyse des résultats obtenus en termes de distributions de contraintes, de déformations engendrées en cours de construction, de champs de pression interstitielle et d'écoulements induits ;
- la complexité du fonctionnement réel des ouvrages, en particulier en termes de couplages entre les contraintes et les pressions interstitielles ;

– l'optimisation des choix de conception du projet à partir des résultats de la modélisation.

L'analyse des questionnaires d'évaluation par les élèves a confirmé leur intérêt pour cette approche pédagogique qui semble avoir amélioré l'image qu'ils se faisaient de la géotechnique, en justifiant davantage, par la complexité rencontrée au cours du projet, certains choix ou approches géotechniques jugés *a priori* rustiques ou peu évolués au regard des outils analytiques existants.

La gestion de la complexité abordée par ce type de cours a éveillé un intérêt particulier pour les étudiants souhaitant donner une part importante à l'intuition et à l'expérience dans leur pratique professionnelle. Cette vision a ainsi renforcé auprès des élèves l'image de la géotechnique et a contribué à attirer vers les métiers de la géotechnique des étudiants motivés et compétents. Plusieurs ont choisi une spécialisation en cette matière (master, thèse) ou ont intégré des bureaux d'ingénieur conseil spécialisés.

Bibliographie

- Borel S. – *Comportement et dimensionnement des fondations mixtes*. Thèse de doctorat, École des ponts, Paris, 2001.
- Cassan M. – *Les essais in situ en mécanique des sols. Tome I, réalisation et interprétation*. Eyrolles, Paris, 2^e éd. 1987.
- Cassan M. – Le pressiomètre et la résistance au cisaillement des sols : cas particulier des argiles saturées. *ISP5 – Pressio 2005, Comptes-rendus du Symposium international 50 ans de pressiomètre*, LCPC, Presses des Ponts, 2005, p. 699-714.
- Brinkgreve R.B.J., Vermeer P.A. – *PLAXIS V7.2 Finite element code for soil and rock analyses*. Balkema, Rotterdam, 1998.
- Frank R. – *Calcul des fondations superficielles et profondes*. Techniques de l'Ingénieur et Presses des Ponts, Paris, 1999.
- Frank R., Zhao S.R. – Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale de pieux forés dans les sols fins. *Bull. liaison Labo. P. et Ch.* 119, 1982, p. 17-24.
- Humbert P. – CESAR-LCPC, un code général de calcul par éléments finis. *Bull. liaison Labo. Ponts et Chaussées* 160, 1989, p. 112-116.
- Josseume H. – Propriétés mécaniques de l'argile des Flandres à Dunkerque et à Calais. *Revue française de géotechnique* 84, 1998, p. 3-26.
- Maisse F., Desbazeille P. – Port de Caen Ouistreham : travaux d'amélioration et d'extension. *Travaux* 347, 1963, p. 509-520.
- Plumelle C. – Expérimentation en vraie grandeur d'une paroi clouée. *Revue française de géotechnique* 40, 1984, p. 45-50.
- Schlosser F., Unterreiner P., Plumelle C. – Validation des méthodes de calcul de clouage par les expérimentations du Projet national Clouterre. *Revue française*

Étude de la stabilité des collecteurs enterrés en maçonnerie

O. THÉPOT

Eau de Paris
2, av. de la Convention
94110 Arcueil
thepot@eaudeparis.fr

Résumé

On examine, par des calculs simples, la stabilité d'un anneau en maçonnerie (collecteur circulaire) soumis à un champ de contraintes géostatique, sans prendre en compte l'interaction sol-structure, et on met ainsi en évidence un domaine de stabilité limité par deux valeurs du coefficient de pression horizontale des terres. L'étude est poursuivie avec la méthode des éléments finis (progiciel CESAR-LCPC), qui permet de prendre en compte l'interaction sol-structure. On met alors en évidence un nouveau domaine de comportement, appelé post-limite, situé à l'extérieur du domaine naturel de stabilité (appelé sub-limite), qui se caractérise par une forte plastification de l'anneau qui tend à se comporter comme un ensemble de 4 voussoirs articulés en forte interaction avec le sol encaissant. L'étude est reprise pour un collecteur en forme d'ovoïde, et on met aussi en évidence les mêmes domaines de comportement, mais avec des bornes différentes. On conclut que la stabilité d'un collecteur en maçonnerie (circulaire ou non circulaire) est directement liée à la raideur du sol encaissant et qu'il n'y a généralement pas d'équilibre possible sans prise en compte de l'interaction sol structure.

Mots-clés : collecteur enterré, maçonnerie, stabilité, interaction sol structure.

Stability of masonry sewers

Abstract

One examines, by simple calculations, the stability of a circular shaped masonry sewer subjected to a geostatic stress field, without taking into account the soil-structure interaction, and one thus highlights a field of stability limited by two values of the horizontal earth pressure coefficient. The study is continued with the finite element method (software package CESAR-LCPC), which makes it possible to take into account the soil-structure interaction. One then highlights a new field of behavior, called post-limit, located outside the natural field of stability (called sub-limit), which is characterized by a strong plasticization of the ring, which tends to behave like a whole of 4 voussoirs articulated in strong interaction with the surrounding soil. The study is resumed for a egg shaped sewer, and one also highlights the same fields of behavior, but with different boundaries. It is concluded that the stability of a masonry sewer (circular or not circular) is directly related to the stiffness of the surrounding soil, and that there is generally no possible balance without taking into account of the soil-structure interaction.

Key words : sewer, masonry, stability, soil-structure interaction.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} décembre 2006.

Introduction

Les collecteurs en maçonnerie sont très nombreux et forment encore la majorité des ouvrages enterrés en milieu urbain. Ces ouvrages présentent une grande diversité de formes et de matériaux (Fig. 1); beaucoup datent du XIX^e siècle et sont toujours en service. Les ouvrages les plus anciens comportent généralement une voûte plein cintre, des piédroits verticaux et un radier faiblement incurvé. L'épaisseur de ces ouvrages est souvent très élevée: 40 cm pour une ouverture de 1 m, par exemple. Au milieu du XIX^e siècle est apparue la forme ovoïde (Hervieux, 1897), particulièrement bien adaptée au régime hydraulique des égouts qui transportent aussi bien des effluents avec un faible débit, que des pluies d'orage, qui peuvent saturer leur capacité hydraulique. L'étréoussse de la cunette assure une vitesse minimum aux effluents de temps sec et évite ainsi la formation de dépôts. La forme circulaire est mieux adaptée aux ouvrages qui fonctionnent en charge (car le rayon hydraulique est minimum) ou en régime permanent comme les aqueducs. Les dimensions internes varient typiquement de 0,80 m à 4 m pour l'ouverture et de 1,80 m à 4 m pour la flèche, la couverture de sol est souvent faible de l'ordre de 1 m à 2 m.

Situés dans des sous-sols urbains de plus en plus encombrés, les collecteurs sont soumis aux sollicitations agressives du trafic qui a largement augmenté depuis le début du XX^e siècle, et ils doivent subir les changements de leurs environnements proches: constructions d'ouvrages ou rechargement de la chaussée par exemple. Même si la majorité des ouvrages continuent à « fonctionner », leur état général se dégrade inexorablement, et comme la reconstruction n'est pas toujours possible pour des raisons de coût et d'impact social, la réhabilitation est dans de nombreux cas la solution adoptée par le maître d'ouvrage.

Le problème de la réhabilitation et du renforcement, tel qu'il se pose vis-à-vis du dimensionnement, ne concerne que les ouvrages qui sont encore en équilibre stable en leur état actuel (pas d'effondrements; pas d'évolution reconnue ou prévisible vers une instabilité à court terme). Cet état actuel, considéré comme base du projet de réhabilitation, est souvent mal connu, les

marges de sécurité qu'il contient sont incertaines (mais cependant supérieures à 1). Il peut exister des désordres dans l'ouvrage et dans le sol, et des modifications des pressions de contact sol/ouvrage qui seraient inacceptables dans un projet de construction neuve, mais qui ne sont pas incompatibles avec l'existence d'un état d'équilibre stable (RERAU, 2004). La difficulté principale est alors de quantifier l'état d'équilibre de l'ouvrage existant (ouvrage + sol) en vue de sa contribution à la résistance globale de l'ouvrage renforcé. La démarche habituelle consiste à rechercher l'état d'équilibre le plus défavorable (éventuellement hors du domaine de sécurité réglementairement exigible) à partir des actions permanentes et variables (y compris accidentelles) antérieures et actuelles. Cependant il existe une grande incertitude sur les actions que peut exercer le sol sur un ouvrage enterré, aussi bien en intensité qu'en répartition et il est donc essentiel de faire varier les paramètres dans des fourchettes larges.

Étude de la stabilité d'un anneau en maçonnerie par des calculs simples

Critère de résistance d'une structure en maçonnerie

La maçonnerie est un agencement de pierres ou de briques dont les joints entre blocs sont remplis d'un matériau de liaison destiné à rendre l'ensemble cohérent. Du point de vue mécanique la maçonnerie est un matériau composite qui supporte bien les efforts de compression et mal les efforts de traction. Dans la pratique, on suppose que la maçonnerie n'a pas de résistance en traction et a une résistance en compression égale à R_c . Ce critère est appelé critère de traction-compression.

La structure type en maçonnerie est une voûte que l'on découpe « virtuellement » en voussoirs séparés par des joints. Les joints doivent vérifier le critère de frotte-

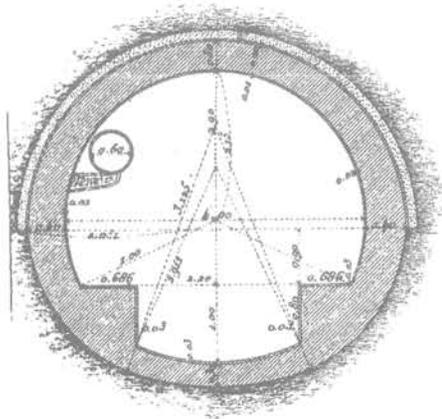


Fig. 269. — Collecteur de la Bièvre.

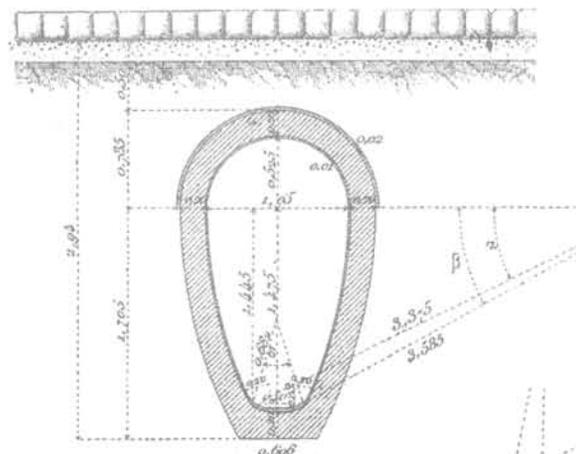


FIG. 1 Collecteurs d'assainissement (exemples).
Sewer shapes examples.

ment de Coulomb (avec une cohésion nulle). On montre (Delbecq, 1982) que le respect du critère de traction-compression implique que les efforts M , N et T vérifient les deux inégalités suivantes sur chacun des joints :

$$|M| \leq \frac{N \times h}{2} \left(1 - \frac{N}{R_c h} \right) \quad |T| \leq N \tan \varphi \quad (1)$$

où h est la hauteur du joint, φ l'angle de frottement à l'interface et R_c est la résistance en compression de la maçonnerie.

Le critère d'interface de Coulomb $T \leq N \cdot \tan \varphi$ est généralement négligé, car il semble que l'on n'ait jamais observé de ruine par glissement des blocs les uns sur les autres.

Dans l'espace des sollicitations M , N le domaine de résistance est un convexe limité par deux arcs de paraboles (Fig. 2a). Dans le cas d'une résistance infinie en compression (Fig. 2b), le domaine de résistance dégénère en un cône ouvert dans la direction de l'effort normal, dont les droites sont tangentes à l'origine aux arcs de paraboles (le domaine d'équilibre est donc plus grand). Les inégalités précédentes signifient simplement que la résultante des forces est à l'intérieur du joint et même suffisamment loin du bord si la résistance en compression est limitée.

2.2

Modèle de calcul simplifié des actions dues au sol

On suppose que les sollicitations (contraintes normales et de cisaillement) qui s'exercent sur l'extrados du collecteur sont en équilibre avec une distribution de contraintes dans le sol définie par des contraintes principales constantes orientées selon les axes horizontaux et verticaux. La contrainte verticale est notée p_v et la contrainte horizontale p_H est égale à k fois la pression verticale (Fig. 3a) et on néglige le gradient de pression verticale. Ce modèle simplifié de chargement est couramment utilisé dans les méthodes de calcul des conduites enterrées et des tunnels (AFTES, 1983).

Le coefficient de pression horizontale k peut varier dans une large proportion, de 0 à 3 typiquement. Il n'est pas nécessairement égal au coefficient de pression horizontale des terres au repos noté habituellement K_0 car la distribution des contraintes dans l'environnement proche d'une conduite peut être fortement perturbée. Autrement dit, on ne peut pas relier k aux paramètres mécaniques du sol encaissant (φ , C ...), c'est en fait un paramètre global qui caractérise le ratio entre la pression horizontale moyennée sur la hauteur de la conduite et la pression verticale. La pression normale p et la contrainte de cisaillement q à l'interface (Fig. 3b), obtenues par projection du champ de contraintes dans le sol sur l'extrados de l'anneau, sont données par les expressions suivantes :

$$p = p_v \left(\frac{1+k}{2} - \frac{1-k}{2} \cos 2\theta \right) \quad q = -p_v \frac{1-k}{2} \sin 2\theta \quad (2)$$

2.3

Équations de base

Le rayon moyen du collecteur est noté R et son épaisseur h ; on néglige les effets dus à la courbure. On considère deux sections potentiellement critiques : (C) en clé et (R) aux reins. La résistance des matériaux donne les valeurs suivantes des sollicitations agissantes (moment de flexion M , positif s'il crée des tractions à l'intrados; effort normal N , positif s'il s'agit d'une compression; effort tranchant V):

– en clé :

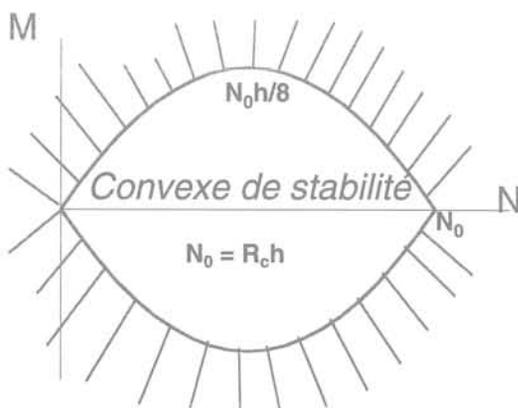
$$M(C) = \frac{1-k}{4} p_v R^2 \left(1 - \frac{h^2}{4R^2} \right) \quad (3)$$

$$N(C) = k p_v \left(R + \frac{h}{2} \right) \quad T(C) = 0$$

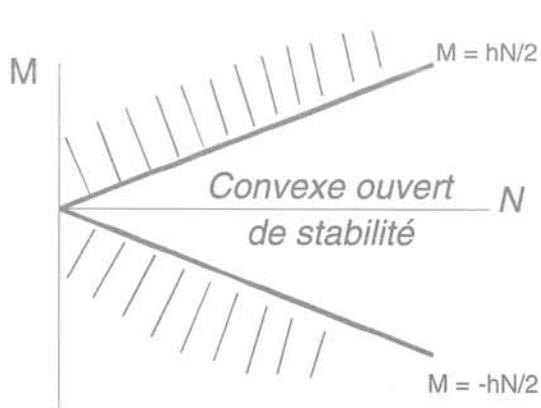
– aux reins :

$$M(R) = -\frac{1-k}{4} p_v R^2 \left(1 - \frac{h^2}{4R^2} \right) \quad (4)$$

$$N(R) = p_v \left(R + \frac{h}{2} \right) \quad T(R) = 0$$



a) Résistance en compression finie



b) Résistance en compression infinie

FIG. 2 Convexes de résistance d'une maçonnerie (résistance en traction nulle). Stability domain for the masonry material with zero tensile strength.

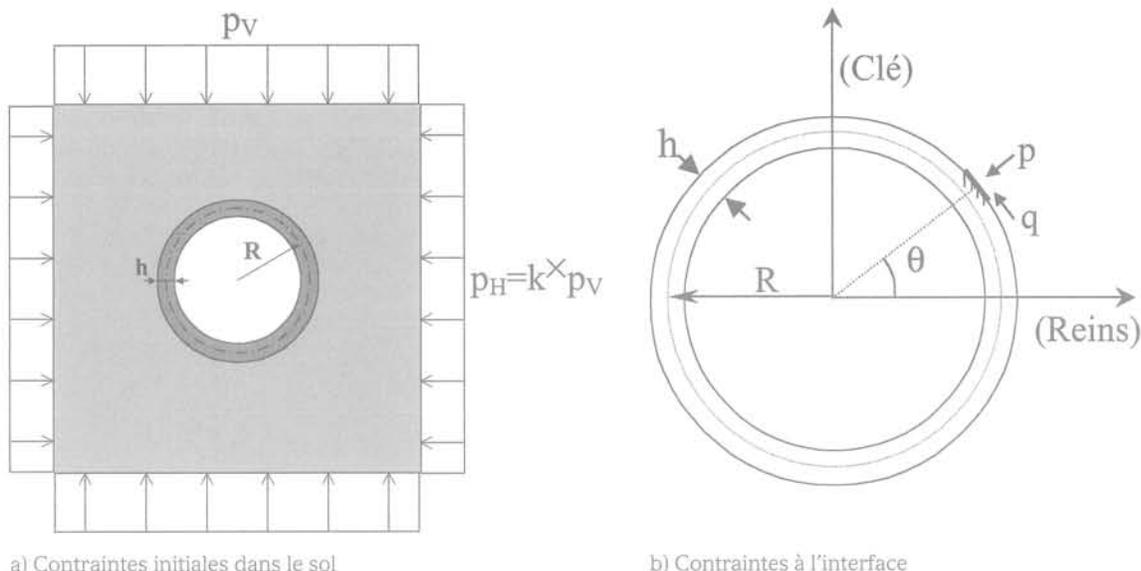


FIG. 3 Définition du chargement.
Loading description.

– expression de l'excentricité $e = M/N$ en clé et aux reins :

$$e(C) = \frac{1-k}{4k} R \left(1 - \frac{h}{2R}\right) \quad (5)$$

$$e(R) = -\frac{1-k}{4} R \left(1 - \frac{h}{2R}\right)$$

2.4

Compatibilité des équations d'équilibre avec le critère de résistance de la maçonnerie

La compatibilité entre l'équilibre de la structure et le critère de résistance s'exprime facilement à partir de l'excentricité e (formules 5) et de l'inégalité (1) qui définit le convexe de stabilité de la maçonnerie. On exprime simultanément cette compatibilité en clé et aux reins, qui sont les deux sections les plus sollicitées.

2.4.1

Cas d'une résistance à la compression infinie

L'équilibre n'est possible que si : $-\frac{1}{2} \leq \frac{e}{h} \leq \frac{1}{2}$

ce qui donne 2 inégalités en clé et aux reins :

$$\text{– en clé : } -\frac{1}{2} \leq \frac{1-k}{4k} \frac{R}{h} \left(1 - \frac{h}{2R}\right) \leq \frac{1}{2} \quad (6)$$

$$\text{– aux reins : } -\frac{1}{2} \leq -\frac{1-k}{4} \frac{R}{h} \left(1 - \frac{h}{2R}\right) \leq \frac{1}{2} \quad (7)$$

Les deux inégalités précédentes se traduisent par l'existence d'un coefficient de poussée minimum k_{inf}^* et un coefficient de poussée maximum k_{sup}^* inverses l'un de l'autre et donnés par les expressions suivantes :

$$k_{\text{inf}}^* = \frac{1-h/2R}{1+3h/2R} \quad k_{\text{sup}}^* = \frac{1}{k_{\text{inf}}^*} \quad (8)$$

Le coefficient de poussée minimum traduit la perte de l'équilibre en clé qui se produit avant la perte aux reins et inversement, le coefficient de poussée maximum traduit la perte d'équilibre aux reins qui se produit avant la perte en clé (Figs. 4a et 4b). Toutefois, lorsque l'équilibre limite est atteint dans l'une des sections critiques, et si le matériau présente un comportement plastique, le développement non symétrique de la fissuration provoque une redistribution « plastique » des moments, qui diminuent dans les sections les plus sollicitées et se reportent dans les sections les moins sollicitées. Bien entendu, ce mécanisme s'arrête dès que toutes les réserves d'équilibre sont consommées dans les quatre sections critiques, puisque l'on obtient alors un mécanisme (structure hypostatique) formé de quatre voussoirs articulés avec quatre rotules.

Si on appelle ΔM la part de redistribution plastique du moment, on peut écrire :

$$(M_{C_p}) = M_C + \Delta M \quad \text{en clé} \quad (9)$$

$$(M_{R_p}) = M_R + \Delta M \quad \text{aux reins} \quad (10)$$

L'indice p indique les moments plastiques ou après redistribution plastique. On peut remarquer que ΔM est négatif quel que soit k , car le moment de la section la plus critique est toujours positif.

Lorsque k est inférieur à 1, la section critique est en clé. La valeur maximum de ΔM (en valeur absolue) est alors donnée par l'équation :

$$M_C + \Delta M = N_C \frac{h}{2} \quad \begin{matrix} \text{(pour une résistance} \\ \text{en compression infinie)} \end{matrix} \quad (11)$$

$$\text{soit } \Delta M = -\frac{1-k}{4} p_v R^2 \left(1 - \frac{h^2}{4R^2}\right) + k p_v \left(R + \frac{h}{2}\right) \frac{h}{2} \quad (12)$$

En reportant le résultat précédent dans l'expression du moment plastique aux reins il vient :

$$(M_{R_p}) = -\frac{1-k}{2} p_v R^2 \left(1 - \frac{h^2}{4R^2}\right) + k p_v \left(R + \frac{h}{2}\right) \frac{h}{2} \quad (13)$$

La réserve d'équilibre est entièrement consommée lorsque :

$$(M_{R_p}) = N_R \frac{h}{2} \quad (14)$$

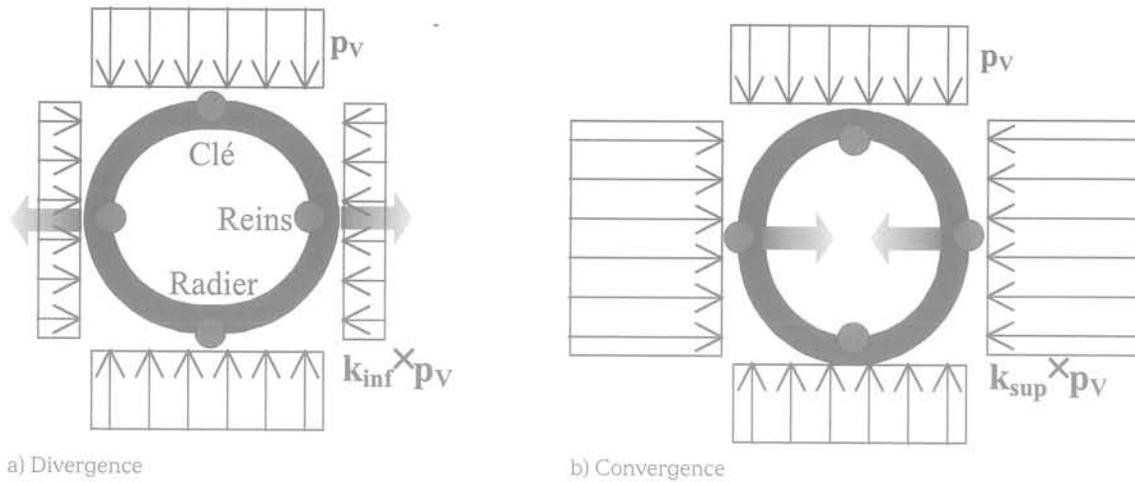


FIG. 4 États limites d'équilibre d'un anneau en maçonnerie. Ultimate limit states of a masonry ring.

On tire de l'égalité précédente la valeur du coefficient de poussée minimum après redistribution :

$$(k_{inf}^{\infty})_p = \frac{1-3h/2R}{1+h/2R} \quad (15)$$

et celle du coefficient de poussée maximum :

$$(k_{sup}^{\infty})_p = \frac{1}{(k_{inf}^{\infty})_p} = \frac{1+h/2R}{1-3h/2R} \quad (16)$$

On a évidemment $(k_{inf}^{\infty})_p < (k_{sup}^{\infty})_p$

L'équilibre de l'anneau n'est possible que si le coefficient de poussée k est compris entre les deux limites précédentes: $(k_{inf}^{\infty})_p < k < (k_{sup}^{\infty})_p$.

Dans l'espace $(h/R, k)$, le domaine d'équilibre de l'anneau en maçonnerie est borné par une ligne de poussée minimum et une ligne de poussée maximum (Fig. 5). On remarquera que la valeur $k = 1$ est dans le domaine d'équilibre (puisque'elle correspond au confinement isotrope de l'anneau qui ne crée que des efforts normaux et pas de moments).

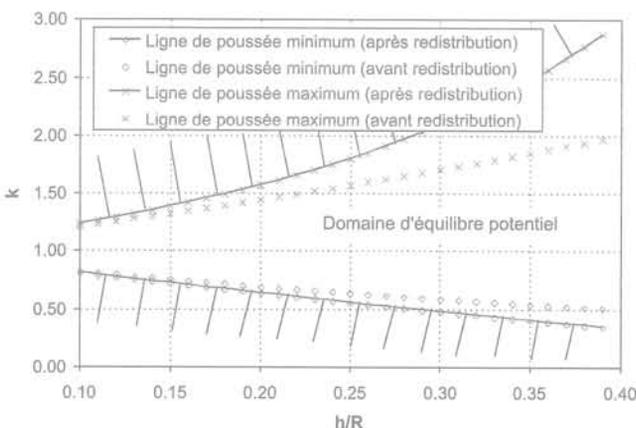


FIG. 5 Domaine d'équilibre potentiel d'un anneau en fonction du ratio épaisseur sur rayon et du coefficient de pression horizontale du sol. Potential field balance of a masonry ring versus thickness ratio and coefficient of horizontal earth pressure k .

2.4.2

Cas de la résistance en compression finie

La compatibilité du critère de résistance traction-compression avec l'équilibre des sections critiques donne les deux inégalités suivantes :

- en clé :

$$-\frac{1}{2} \left(1 - \frac{kp_v R}{hR_c} \right) \leq \frac{1-k}{4} \frac{R}{h} \left(1 - \frac{h}{2R} \right) \leq \frac{1}{2} \left(1 - \frac{kp_v R}{hR_c} \right) \quad (17)$$

- aux reins :

$$-\frac{1}{2} \left(1 - \frac{p_v R}{hR_c} \right) \leq -\frac{1-k}{4} \frac{R}{h} \left(1 - \frac{h}{2R} \right) \leq \frac{1}{2} \left(1 - \frac{p_v R}{hR_c} \right) \quad (18)$$

où R_c est la résistance en compression de la maçonnerie.

Lorsque k est inférieur à 1, la section critique est en clé et la valeur minimale de k compatible avec l'équilibre de la section est donnée par l'équation suivante :

$$\frac{1-k_{inf} R}{4k_{inf} R} \left(1 - \frac{h}{2R} \right) = \frac{h}{2} \left(1 - \frac{k_{inf} p_v R}{hR_c} \right) \quad (19)$$

Si on pose $\alpha = p_v/R_c$ on peut exprimer, sous la forme d'un développement limité, la valeur minimum de k en fonction de celle calculée pour une résistance infinie :

$$k_{inf}^{R_c} = k_{inf}^{\infty} + \frac{1}{2} (k_{inf}^{\infty})^2 (1+3k_{inf}^{\infty}) \alpha + o[\alpha]^2 \quad (20)$$

Pour la grande majorité des collecteurs, la hauteur de couverture est comprise entre 1 et 10 m, ce qui correspond à une pression verticale p_v comprise entre 0,02 et 0,2 MPa, et la résistance en compression R_c varie dans une fourchette comprise entre 3 à 10 MPa. Par conséquent, α varie dans une fourchette comprise entre 0 et 0,1. Pour la valeur de 0,1, la correction ne dépasse pas 5 % et est négligeable dans la grande majorité des cas. On peut donc dire que la résistance en compression de la maçonnerie a peu d'influence sur les bornes du domaine d'équilibre, c'est à dire que l'équilibre d'un anneau se réduit à un problème purement géométrique.

Avec un jeu minimal d'hypothèses, on a donc montré qu'il existe un domaine d'équilibre borné par un

coefficient de pression minimum k_{\min} et un coefficient de pression maximum k_{\max} (Fig. 6) dont les expressions sont simples et ne dépendent que de l'épaisseur et du rayon de l'anneau (pour une résistance en compression infinie). Ces deux coefficients limites sont associés à un mécanisme de rupture à quatre rotules de type clé-radier-reins (Figs. 4a et 4b). A l'extérieur de ce domaine, il n'y a pas d'équilibre possible quelle que soit l'intensité du chargement, à l'intérieur du domaine l'équilibre est toujours possible. Cependant, cette première analyse ne donne aucune information sur l'état de déformation (et de contrainte) de l'anneau, et ne permet pas de prendre en compte l'interaction sol-structure qui modifie, dans un sens généralement favorable, la distribution des pressions à l'interface sol-structure. On présente donc par la suite l'analyse élasto-plastique (avec la méthode des éléments finis) d'un anneau en interaction avec un massif de sol.

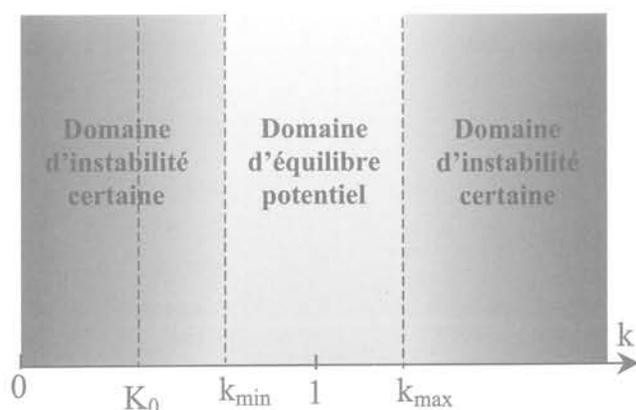


FIG. 6 **Domaine d'équilibre potentiel et domaines d'instabilité d'un anneau en maçonnerie.**
Potential balance field and unsteady balance field of a masonry ring versus coefficient of horizontal pressure k .

3

Étude de la stabilité d'un anneau en maçonnerie en interaction avec un massif de sol par la méthode des éléments finis

3.1

Introduction

On examine maintenant l'équilibre d'un anneau de maçonnerie en interaction avec un massif de sol homogène, isotrope et élastique, et soumis à un chargement identique à celui de l'étude précédente. On suppose que le massif de sol possède un état de contrainte initial caractérisé par une contrainte verticale p_v et une contrainte horizontale $k p_v$ constantes (on néglige le gradient vertical de contrainte) et que l'anneau de maçonnerie est mis en place immédiatement après l'excavation (on ne tient pas compte du déconfinement du sol).

Contrairement aux recherches classiques de charges limites, on ne fait pas varier ici l'intensité du chargement qui reste fixe, mais un paramètre géométrique

trique qui caractérise la forme du chargement (le coefficient k).

3.2

Caractéristiques du modèle aux éléments finis

La modélisation par éléments finis a été réalisée avec le logiciel CESAR-LCPC (Humbert, 1989) et l'option «LAM» du module de résolution élasto-plastique «MCNL» (Mestat, 1993). Le matériau maçonnerie est entendu dans son acception la plus large, c'est-à-dire un matériau dont la résistance en traction est très faible ou nulle, et dont la résistance en compression est élevée. On a donc choisi la loi du critère parabolique qui est classiquement utilisée pour modéliser le béton non armé. Le critère s'écrit en fonction des invariants du tenseur des contraintes :

$$F(\sigma_{ij}) = J_2(\sigma_{ij}) - \frac{R_c - R_t}{3} I_1(\sigma_{ij}) - \frac{R_c R_t}{3} \quad (21)$$

où $J_2(\sigma_{ij})$ est le déviateur des contraintes, I_1 est la trace du tenseur des contraintes, R_c est la résistance en compression et R_t la résistance en traction.

Dans l'espace des contraintes principales, la surface de rupture est un paraboloïde ayant pour axe la droite d'équation : $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$. La loi d'écoulement est associée, c'est-à-dire que le potentiel plastique est confondu avec le critère (élasto-plasticité parfaite). La partie élastique du comportement est définie par l'élasticité linéaire isotrope de Hooke. Au total, la loi comporte donc quatre paramètres : E , ν , R_c et R_t . Les calculs ont été réalisés en contraintes planes plutôt qu'en déformations planes pour une raison qui est liée au critère parabolique, mais qui n'a pas d'incidence sur les conclusions de l'étude. Le sol a été modélisé en élasticité linéaire, la figure 7 représente le maillage utilisé.

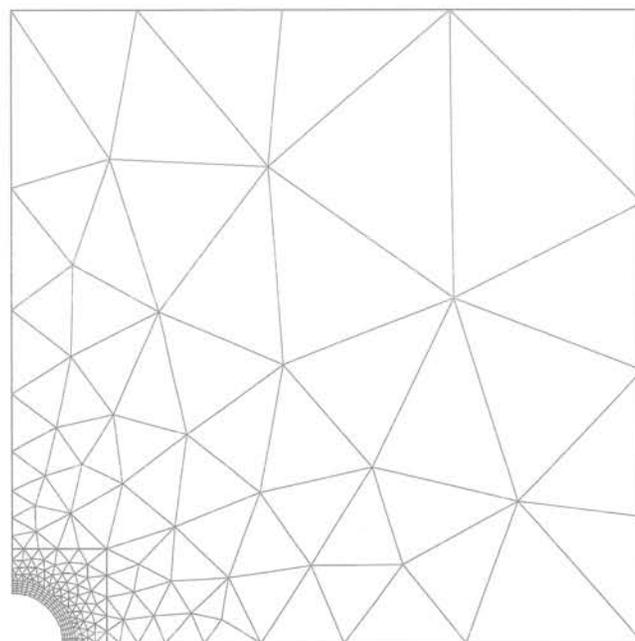


FIG. 7 **Dessin du maillage d'éléments finis (logiciel CESAR-LCPC).**
Drawing of the finite elements mesh (finite element package CESAR-LCPC).

Les caractéristiques mécaniques du massif de sol et les contraintes initiales sont les suivantes :

- élasticité linéaire en contrainte plane ;
- module d'Young : 0, 5 et 30 MPa ;
- coefficient de Poisson : 0,33 ;
- $\sigma_{yy} = -100$ kPa ; $\sigma_{xx} = -k \times 100$ kPa ; $\sigma_{xy} = 0$ kPa ; $\sigma_{zz} = 0$ kPa ;
- k varie entre 0 et 1.

La fourchette de module 5-30 MPa est représentative de ce que l'on peut mesurer avec un pressiomètre dans la tranche 0-10 m en site urbain. La valeur 0 a été ajoutée pour faire une comparaison avec le calcul précédent.

Les caractéristiques géométriques de l'anneau de maçonnerie sont les mêmes que dans le problème précédent, le module de Young varie de 1 000 à 10 000 MPa, la résistance en traction est nulle et la résistance en compression est égale à 30 MPa, ce qui figure ici une résistance infinie, c'est à dire que l'on exclut de l'étude la ruine par écrasement plastique (mais on discute de cette éventualité plus loin).

Les valeurs des coefficients de poussée minimum et maximum (avec redistribution plastique) prédites par le calcul manuel sont :

$$k_{inf} = \frac{1 - 3h/2R}{1 + h/2R} = 0,6$$

$$k_{sup} = \frac{1}{k_{min}} = 1,67$$

La fourchette 1 000-10 000 MPa couvre une large gamme de qualité de maçonnerie. Dans le cadre de cette étude, un module de 1 000 MPa est une valeur caractéristique d'une maçonnerie médiocre avec des

jointes dégradés, un module de 3 000 MPa représente la maçonnerie moyenne la plus courante et le module de 10 000 est celui d'une très bonne maçonnerie.

3.3

Analyse des résultats en déplacements : domaines sub-limite et post-limite

La figure 8 représente les variations de l'ovalisation horizontale (déplacement radial maximal mesuré au niveau des reins) de l'anneau en fonction de k pour les trois modules de sol 0, 5 et 30 MPa et un module de 10 000 MPa pour la maçonnerie. On constate tout d'abord qu'en absence d'interaction (le module du sol est égal à zéro), la courbe diverge au voisinage de $k = 0,6$ qui est la valeur limite inférieure prévue par l'approche manuelle. Ce résultat est conforme aux théorèmes de l'analyse limite (Salençon, 1983).

On constate ensuite que la raideur du sol (l'interaction sol-structure) permet à l'anneau de « passer » la valeur limite k_{inf} (égale à 0,6) qui provoquait la ruine plastique. Cependant, si l'anneau trouve une position d'équilibre pour toutes les valeurs de k comprises entre 0 et 1, les déplacements et l'étendue des zones plastifiées augmentent considérablement quand k dépasse la valeur limite et tend vers zéro. On est donc amené naturellement à distinguer deux domaines de fonctionnement, selon que k est inférieur ou supérieur à la borne inférieure k_{inf} : le domaine post-limite (ou domaine d'adaptation) pour les valeurs inférieures et le domaine sub-limite (ou domaine d'équilibre naturel) pour les valeurs supérieures.

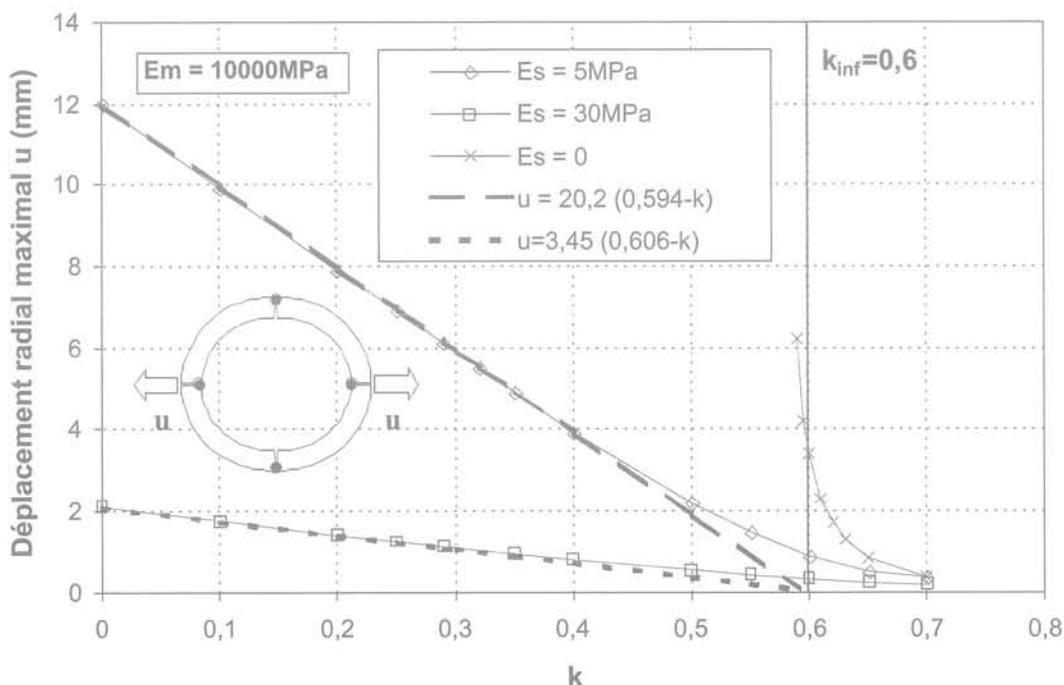


FIG. 8 Résultats des calculs par éléments finis : déplacement radial maximal de l'anneau en fonction du coefficient de pression horizontale k .
Finite element results: maximal radial deflection of the ring at springlines versus coefficient of horizontal earth pressure k .

Analyse des résultats dans le domaine post-limite

L'examen des résultats dans le domaine post-limite montre que les déplacements varient quasi linéairement avec k (Fig. 8). Ce résultat est *a priori* surprenant, car l'anneau est fortement plastifié, mais il se comprend très bien si on suppose que l'anneau est formé de 4 voussoirs articulés avec 4 rotules plastiques situées en clé-reins et radier comme le représente la figure 4. En effet, le système de voussoirs forme alors un mécanisme (système hypostatique) dont la déformation ne dépend que du module du sol et du coefficient k .

Si on suppose que la pression de réaction du sol est proportionnelle au déplacement radial de l'anneau et si on néglige les déplacements élastiques, on peut montrer que le déplacement radial maximum peut se mettre sous la forme suivante :

$$\frac{u}{R} \approx A \frac{p_v}{E_s} (k_{inf} - k) \quad \text{pour } k < k_{inf} \quad (22)$$

où E_s est le module du sol et A est une constante. On a représenté sur la figure 8, les droites ajustées sur les résultats CESAR avec la formule (22).

Analyse des résultats dans le domaine sub-limite

Dans le domaine sub-limite, l'anneau est faiblement plastifié et son comportement se rapproche de celui d'un anneau élastique. La modélisation bidimensionnelle d'un anneau élastique en interaction avec un massif de sol élastique est un problème classique pour lequel il existe de nombreuses solutions analytiques (Einstein et Schwartz, 1979). Si on néglige les déformations dues à l'effort normal, le déplacement radial maximum de l'anneau est donné par :

$$\frac{u}{R} = p_v \frac{(1-k)/12K_b}{1+\alpha F} \quad (24)$$

où :

K_b est le module de rigidité en flexion de l'anneau ou rigidité annulaire ;

F est le coefficient de couplage en flexion ;

α dépend de la nature de l'interface et du coefficient de Poisson du sol et est proche de 0,1 (pour une interface collée).

$$K_b = \frac{EI}{(1-\nu_c^2)R^3} \quad (25)$$

$$F = \frac{E_s}{K_b(1-\nu_s^2)} \quad (26)$$

où :

EI et ν_c sont le produit d'inertie et le coefficient de Poisson de la paroi ;

E_s et ν_s sont le module et le coefficient de Poisson du sol.

En schématisant, on peut dire que dans le domaine post-limite, l'anneau se comporte comme s'il était formé de quatre voussoirs articulés, dont l'ovalisation est inversement proportionnelle au module du sol. Dans le domaine sub-limite, l'anneau a un comportement plutôt monolithique qui se rapproche de la solution élastique. Le passage de la limite s'accompagne d'une forte plastification, qui est contenue par l'interaction avec le sol. La figure 9 schématise les deux domaines de comportement de l'anneau.

Analyse des sollicitations

La figure 10 représente les courbes de moment pour les sections clé-radier et les sections de reins. On constate que les courbes de moment en clé-radier présentent un maximum pour k proche de k_{inf} et qu'elles s'infléchissent ensuite vers une asymptote linéaire qui tend vers une valeur un peu supérieure à 0. Les

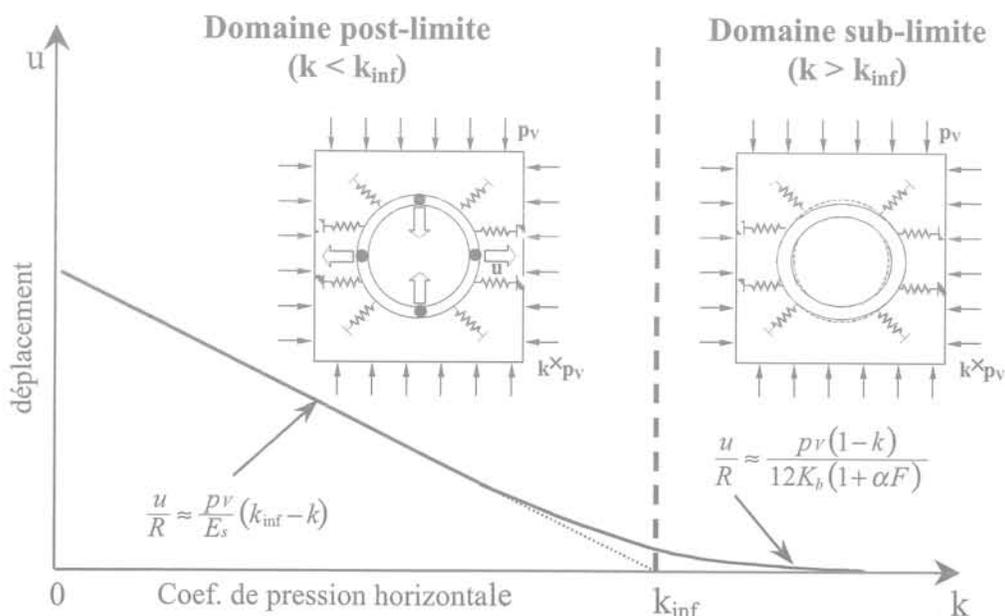


FIG. 9 Schématisation du fonctionnement mécanique de l'anneau dans les domaines post-limite et sub-limite. Schematic mechanical model of a masonry ring in the post-limit and the sub-limit domains.

courbes de moment aux reins ne présentent pas de tangente horizontale, mais s'infléchissent aussi vers une asymptote quasi horizontale. L'allure de ces courbes s'interprète aisément à partir du diagramme de l'équilibre limite d'une section (Fig. 2b). On doit avoir :

$$-\frac{h}{2} \leq \frac{M}{N} \leq \frac{h}{2} \quad (26)$$

Ce qui donne :

$$\text{— en clé-radier } M = k p_v \left(R + \frac{h}{2} \right) \frac{h}{2}$$

$$\text{et aux reins } M = p_v \left(R + \frac{h}{2} \right) \frac{h}{2}$$

ou avec les valeurs numériques de l'exemple :

— en clé : $M = 10,0 \times k$ (kN.m) et aux reins, $M = -10,0$ kN.m.

Ces deux droites sont représentées (en pointillés) sur la figure 10.

Le moment plastique en clé pour $k = k_{inf}$ est donné par :

$$mC_p = k_{inf} p_v R \left(R + \frac{h}{2} \right) \frac{h}{2} = \frac{hR}{2} \left(1 - \frac{3h}{2R} \right) p_v \quad (27)$$

= 6 kN.m

Dans le domaine sub-limite ($k > k_{inf}$), le moment tend vers sa valeur élastique M_e :

$$M_e = \frac{1-k}{4} \frac{p_v R^2}{1+\alpha F} \quad (28)$$

ou avec les valeurs numériques de l'exemple :

— en clé : $M = 20,0 \times (1 - k)$ (kN.m) et aux reins, $M = -20,0 \times (1 - k)$ kN.m.

Ces deux droites sont aussi représentées (en pointillés) sur la figure 10.

Contrairement au moment fléchissant, l'effort normal est peu sensible aux effets élasto-plastiques et à l'interaction sol structure. L'effort normal aux reins est proche de la valeur théorique $p_v (R + h/2) = 100$ kN et la valeur en clé est pratiquement égale à $100 \times k$ kN. Cette relative insensibilité est due d'une part à la nature de l'effort normal, qui résulte du bilan des forces extérieures, et d'autre part, au fait que la rigidité normale d'un anneau est beaucoup plus élevée que sa rigidité en flexion.

3.5

Analyse des contraintes

On ne s'intéresse évidemment qu'aux contraintes de compressions qui sont maximales dans les sections situées aux reins. La figure 11 montre l'évolution de la contrainte maximale aux reins en fonction de k pour les cas de figures prédéfinis dans cette étude (on rappelle que la pression verticale est égale à 100 kPa soit approximativement le poids d'une colonne de 5 m de sol). Dans le cas d'un matériau raide ($E_m = 10\,000$ MPa) et d'un sol lâche ($E_s = 5$ MPa) la contrainte maximale de compression aux reins atteint une valeur relativement élevée lorsque k tend vers zéro (de l'ordre de 10 MPa), qui pourrait entraîner la ruine par écrasement du matériau.

Jusqu'à présent, on n'a pas pris en compte la résistance en compression nécessairement finie du matériau sauf au premier chapitre où on a montré que les coefficients de poussée limite (k_{inf} et k_{sup}) sont peu influencés par la résistance finie du matériau. Cependant, l'éventualité d'un dépassement de la résistance en compression est tout à fait plausible et s'observe dans les cas

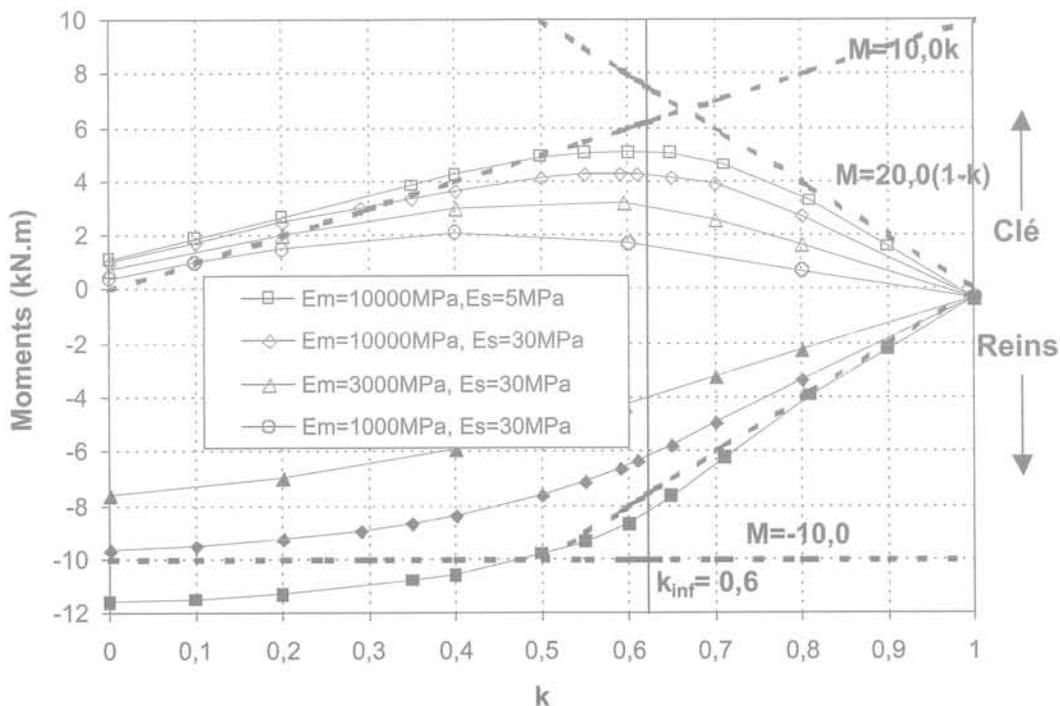


FIG. 10 Résultats des calculs par éléments finis : moments de flexion dans les sections de clé et de reins en fonction du coefficient de pression horizontale k .
Finite element results: maximal bending moment at springlines and crown versus coefficient of horizontal earth pressure k .

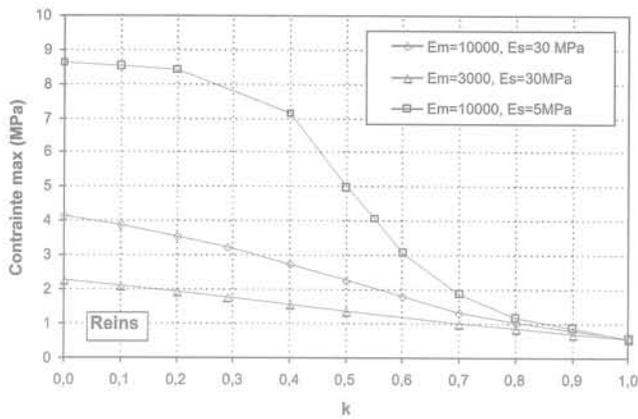


FIG. 11 Résultats des calculs par éléments finis : contrainte maximale de compression dans les sections de reins en fonction du coefficient de pression horizontale k .
Finite element results: maximal compressive stress at springlines versus coefficient of horizontal earth pressure k .

sévères d'ovalisation avec formation de fissures de « compression », dont le faciès est caractéristique (écaillage du parement notamment).

On présente dans Thépot (2004) un modèle analytique d'un système composé de quatre voussoirs articulés en interaction avec un massif élastique, qui permet de calculer la contrainte maximale de compression au niveau des sections les plus sollicitées selon l'expression suivante :

$$\sigma_c(R) = \frac{p_v R}{h} \left[1 + \sqrt{6(1-k) \frac{E_m h}{E_s R}} \right] \quad (29)$$

Cette formule montre que la contrainte maximale de compression doit varier avec la racine carrée du rapport entre le module de la maçonnerie E_m et celui du sol E_s , ce qui est assez bien vérifié par les calculs aux éléments finis, dans le domaine post-limite ($k < k_{iq}$). En revanche, la formule prévoit des contraintes deux à trois fois supérieures aux résultats des calculs par éléments finis. En effet, dans le modèle analytique, la rotation des voussoirs est entièrement localisée au niveau des quatre sections fissurées (rotules) alors que dans le calcul aux éléments finis, avec une loi élasto-plastique parfaite, la rotation est distribuée sur toute la zone plastifiée qui s'étend progressivement à l'ensemble de l'anneau (seule une loi élasto-plastique à écrouissage négatif permettrait d'obtenir une localisation des déformations plastiques). Par conséquent, le calcul élasto-plastique sous-estime la contrainte maximale de compression.

4

Étude de la stabilité d'un ovoïde en maçonnerie par la méthode des éléments finis

4.1

Introduction

On reprend l'analyse développée dans les deux chapitres précédents, mais appliquée à un ouvrage non

circulaire en forme d'ovoïde, dont une coupe est représentée sur la figure 1 à droite, et qui est assez courant en région parisienne. La hauteur interne de l'ovoïde est de 2,3 m, sa largeur aux naissances est de 1,3 m et l'épaisseur de la maçonnerie est de 20 cm.

S'agissant d'un ouvrage non circulaire, on ne dispose pas de solutions analytiques explicites pour le calcul des sollicitations (moment, effort normal), la méthode des éléments finis est dans ce cas pratiquement indispensable.

4.2

Caractéristiques du modèle aux éléments finis

Les lois de comportement, les caractéristiques mécaniques et le chargement sont identiques à celles de l'étude de l'anneau circulaire, la figure 12 représente le maillage d'éléments finis. L'extrados de l'ovoïde est donc soumis à une distribution de pression et de cisaillement en équilibre avec un champ de contrainte dans le sol, qui se caractérise par des directions principales verticales et horizontales, une pression verticale p_v égale à 0,1 MPa et une pression horizontale égale à k fois la pression verticale. Comme dans l'étude précédente, on fait varier le coefficient k et on maintient la pression verticale constante.

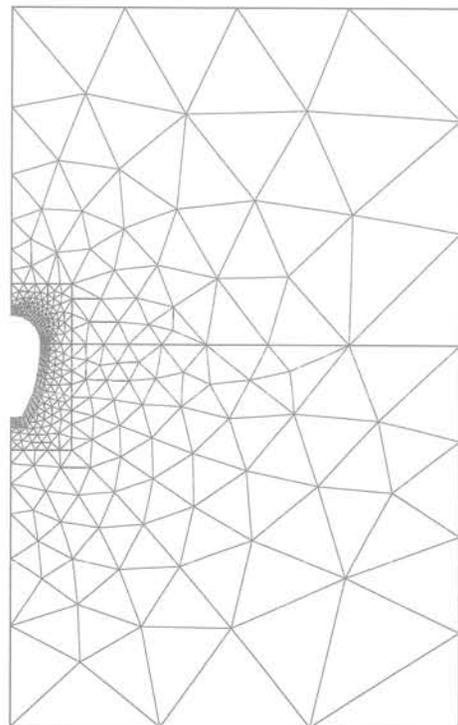


FIG. 12 Dessin du maillage d'éléments finis (logiciel CESAR-LCPC).
Drawing of the finite elements mesh (finite element package CESAR-LCPC).

Résultats des calculs : domaines sub-limite et post-limite

4.3.1

Résultats sans interaction (module du sol égal à zéro)

La figure 13 représente les déplacements horizontaux en fonction de k mesurés en deux points situés en milieu de piedroit et aux naissances de la voûte. On constate qu'il existe une borne inférieure égale à 0,25 et une borne supérieure égale à 0,5 pour lesquelles des déplacements divergent. La borne inférieure correspond à la ruine par affaissement de la voûte et divergence des piedroits, alors que la borne supérieure correspond à la ruine par convergence des piedroits (Figs. 14a et 14b).

Contrairement à l'anneau circulaire, où la borne supérieure est supérieure à 1 (et égale à l'inverse de la borne inférieure), les deux bornes sont ici inférieures à 1 et relativement proches l'une de l'autre. Le domaine de stabilité n'inclut pas le cas $k = 1$ (pression uniforme) mais il est toutefois bien placé par rapport au coefficient de poussée au repos des terres qui varie typiquement de 0,3 à 0,5. L'ovoïde est donc une forme doublement optimale à la fois du point de vue de l'action du sol et de son fonctionnement hydraulique.

4.3.2

Résultats en prenant en compte l'interaction sol-structure

Lorsque le module du sol est différent de zéro, on constate sur la figure 13 que les déplacements restent faibles dans la zone sub-limite et qu'ils augmentent rapidement quand k sort du domaine de stabilité naturelle. Dans les deux domaines post-limite (post-limite

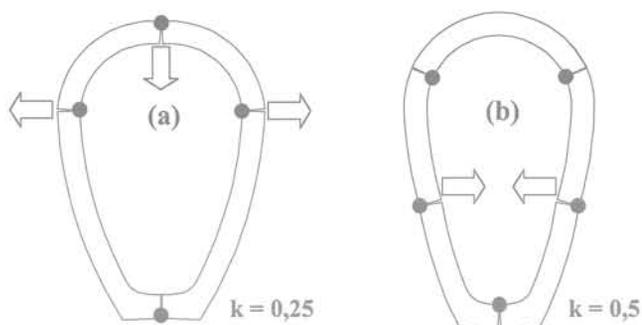


FIG. 14 Configurations limites d'équilibre d'un ovoïde.
Ultimate limit states of an egg-shaped sewer.

inférieur pour $k < 0,25$ et post-limite supérieur pour $k > 0,5$), les déplacements varient quasi-linéairement avec k . On avait obtenu ce même résultat avec un anneau circulaire, et il se comprend bien, si on suppose que la formation de quatre rotules aux naissances-clé-radier pour $k < 0,25$ et en milieu de piedroits-naissances-radier, transforme l'ovoïde en un quasi mécanisme, dont la déformation est inversement proportionnelle au module du sol. Ce comportement est d'autant plus net que le module de la maçonnerie est élevé et celui du sol faible.

L'interaction sol-structure permet donc à l'ovoïde de trouver un équilibre en dehors de son domaine « naturel » de stabilité. Finalement, on distingue trois domaines de fonctionnement (Fig. 15) : le domaine post-limite inférieur caractérisé par la divergence des piedroits et l'affaissement de la voûte, le domaine sub-limite caractérisé par l'interaction quasi élastique avec le sol et enfin le domaine post-limite supérieur caractérisé par la convergence des piedroits. Les domaines post-limite sont aussi appelés domaines d'adaptation plastique de l'ovoïde.

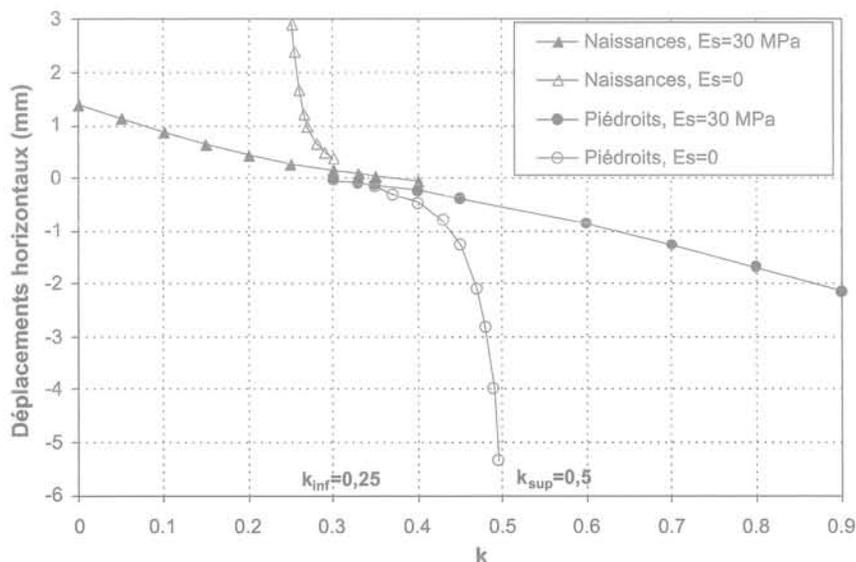
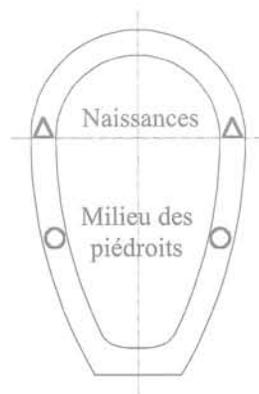


FIG. 13 Résultats des calculs par éléments finis avec interaction sol-structure : déplacements aux naissances et en milieu de piedroit.
Finite element results with soil-structure interaction : maximal deflection at springlines and haunch versus coefficient of horizontal earth pressure k .



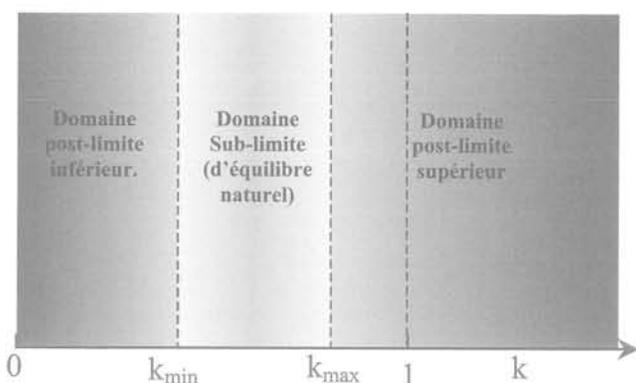


FIG. 15 Les trois domaines de comportement d'un ovoïde.
The three fields of behavior of an egg-shaped sewer.

5

Discussion et conclusion

L'approche simplifiée que l'on a développée, dans la première partie, pour l'étude de la stabilité d'un anneau circulaire en maçonnerie soumis à un cas particulier de chargement est tout à fait similaire dans ses hypothèses au calcul à la rupture appliqué à l'analyse de la stabilité des voûtes.

Selon Heyman (1982), la résistance en compression n'intervient pas dans la stabilité des voûtes qui se réduit à un problème géométrique. Il définit un coefficient géométrique F_g fondé sur l'existence d'une épaisseur minimale de la voûte pour supporter un chargement donné.

Dans le cas d'un anneau en maçonnerie avec une résistance en compression infinie, on arrive exactement à la même conclusion : si le coefficient de poussée horizontale k est inférieur à k_{inf} ou supérieur à k_{sup} , l'anneau est incapable de porter une charge et s'il est compris entre ces deux limites, il peut porter une charge infinie. On peut même définir comme Heyman une épaisseur minimale :

$$h_{min} = 2R \left(\frac{1-k}{3+k} \right)$$

Dans les méthodes de calcul des tunnels (AFTES, 1983) ou des conduites enterrées, on confond fréquemment le ratio k avec le coefficient de poussée des terres au repos K_0 qui est classiquement donné par la formule de Jacky, pour un sol normalement consolidé :

$K_0 = (1 - \sin \varphi')$ où φ' est l'angle de frottement.

Si on égale le K_0 avec le k_{inf} qui correspond à l'équilibre limite de l'anneau en poussée minimum, on obtient la valeur minimum du ratio épaisseur sur rayon compatible avec un état de contrainte géostatique :

$$\left(\frac{h}{R} \right)_{min} = 2 \left(\frac{1-K_0}{3+K_0} \right)$$

Pour $K_0 = 0,43$ ($\varphi' = 35^\circ$), valeur courante, on obtient un ratio épaisseur sur rayon moyen égal à 0,33 qui est une valeur très élevée, rarement observée en pratique.

Les valeurs habituelles de h/R relevées dans les ouvrages en maçonnerie sont en effet comprises entre 0,15 et 0,25 (0,2 est une valeur fréquente).

On constate donc que, pour les épaisseurs habituelles des conduites et collecteurs circulaires, l'équilibre d'un anneau en maçonnerie est généralement incompatible avec le coefficient de poussée des terres au repos. La portée de cet énoncé est évidemment affaiblie à plusieurs reprises par les hypothèses restrictives que l'on a prises sur le matériau maçonnerie (résistance à la traction nulle) et sur la géométrie du chargement. Mais il a l'avantage de montrer que dans de nombreux cas, l'équilibre d'un anneau en maçonnerie ne peut pas se concevoir sans prendre en compte l'interaction sol-structure et la redistribution favorable des pressions qui en découle.

La méthode des éléments finis permet de prendre en compte l'interaction sol-structure et met clairement en évidence deux domaines de comportement : le domaine sub-limite, qui est aussi le domaine d'équilibre naturel de l'anneau borné par les valeurs k_{inf} et k_{sup} , où l'anneau a un comportement quasi élastique et le domaine post-limite où il tend à se comporter comme un ensemble de quatre voussoirs articulés en forte interaction avec le sol.

L'interaction avec le sol permet au ratio k de passer les valeurs limites, mais on observe alors le développement rapide d'une plastification importante au niveau des sections situées aux quatre pôles de l'anneau (clé-radial et reins) qui se transforme alors en un système de quatre voussoirs articulés avec quatre rotules dont la déformation est inversement proportionnelle au module du sol.

Dans le domaine sub-limite l'équilibre de l'anneau est donc totalement conditionné par la raideur du massif (l'équilibre est d'ailleurs impossible si la raideur du sol est nulle). Le passage entre les deux domaines est d'autant plus brutal que le matériau est raide et le sol lâche.

On a représenté sur la figure 16 deux chemins possibles de chargement d'un anneau en maçonnerie dans le diagramme (h/R , k). Sur le premier chemin, l'état initial de l'anneau, représenté par le point (1a), est dans le domaine d'équilibre et on suppose que le ratio k dimi-

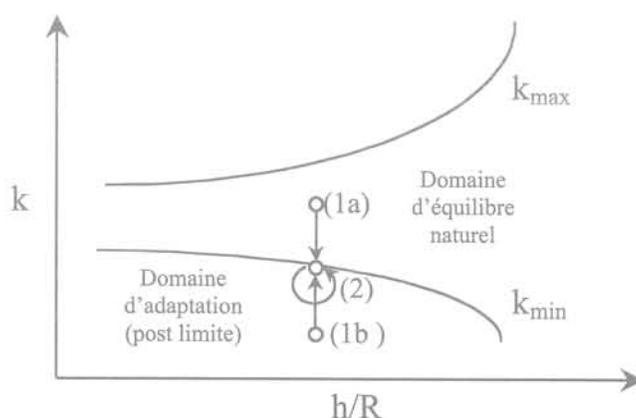


FIG. 16 Chemins d'adaptation d'un anneau en maçonnerie soumis à un chargement de type géostatique dans le diagramme (h/R , k).
Adaptation paths of a masonry ring subject to a geostatic loading in the (h/R , k) diagram.

nue, ce qui est représenté par la flèche verticale qui rencontre la ligne de poussée minimum en (2), où la structure est en état potentiel de rupture. La boucle symbolise le comportement post-rupture qui est généralement stable, car la déformation de la structure induit une redistribution du chargement qui maintient k sur la ligne de poussée minimale. Sur le deuxième chemin, l'état initial de l'anneau représenté par le point (1b) est dans le domaine d'instabilité certaine, et on suppose que le ratio k augmente jusqu'à ce qu'il atteigne la valeur minimale en (2).

Physiquement, le premier chemin peut par exemple se produire si on rajoute un remblai ou une surcharge sur un collecteur enterré dont le remblai latéral est compressible ou si on décompresse brutalement le remblai latéral (en ouvrant une tranchée parallèle par exemple). On obtient alors un « effet Marston » c'est-à-

dire une concentration d'efforts sur la clé de la conduite et donc une diminution du ratio k . Le deuxième chemin peut se produire, au moment du décintrage de l'anneau, si le coefficient de poussée horizontale K_0 des terres est inférieur au ratio de poussée minimum.

Finalement, cette étude montre que la stabilité d'un collecteur en maçonnerie (circulaire ou non circulaire) est très directement liée à la raideur du sol encaissant et qu'il n'y a généralement pas d'équilibre possible sans prise en compte de l'interaction sol structure.

Pratiquement, l'évaluation de la stabilité de ces ouvrages passe donc obligatoirement par des essais *in situ* visant à caractériser la déformabilité du sol encaissant (essai pressiométrique par exemple). Bien entendu, l'analyse de la fissuration et les mesures des épaisseurs et des qualités des maçonneries restent la base de toute évaluation.

Bibliographie

- AFTES – Recommandations sur l'emploi de la méthode convergence-confinement. *Tunnels et ouvrages souterrains* 59, 1983.
- AFTES – Recommandations sur l'utilisation du béton non armé *Tunnels et ouvrages souterrains* 149, 1998.
- Delbecq J.M. – Analyse de la stabilité des voûtes en maçonnerie par le calcul à la rupture. *Journal de mécanique théorique et appliquée* 1, vol. 1, 1982, p. 91-121.
- Einstein H.H., Schwartz C.W. – Simplified analysis for tunnel supports. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, vol. 105, GT4, 1979, p. 499-518.
- Hervieux J. – *Traité pratique de la construction des égouts*. Ch. Béranger éditeur, 1897.
- Heyman J. – *The Masonry Arch*. Ellis Horwood Series in Engineering Science, 1982.
- Humbert P. – CESAR-LCPC, un code général de calcul par éléments finis. *Bulletin de liaison des LPC* 160, 1989, p. 112-116.
- Mestat P. – *Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis*. Laboratoire central des ponts et chaussées, ERLPC, série géotechnique, GT 52, 1993, 194 p.
- Mestat P. – État de contraintes initiales dans les sols et calcul par éléments finis. *Bulletin de liaison des LPC* 215, mai-juin 1998, p. 15-32.
- Panet M. – *Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement*. Presses des Ponts et Chaussées, 1995.
- RERAU – *Restructuration des collecteurs visitables, Guide technique*, tome 2. Édition Tec et Doc, 2004.
- Salençon J. – *Calcul à la rupture et analyse limite*. Presses des Ponts et Chaussées, 1983.
- Save M. – La théorie des charges limites et son application aux maçonneries. *Restauration des ouvrages et des structures*, Presses des Ponts et Chaussées, 1983, p. 249-280.
- Szechy K. – *Traité de construction des tunnels*. Dunod, 1970.
- Thépot O. – *Prise en compte des caractéristiques en petites déformations des sols dans l'étude du comportement des collecteurs enterrés*. Thèse de doctorat, École nationale des ponts et chaussées, 2004, p. 27-93.

Évaluation de la performance des digues de protection contre les inondations

**D. SERRE
L. PEYRAS
R. TOURMENT**

Cemagref
Unité de recherche
Ouvrages hydrauliques
3275, route Cézanne CS 4006
13182 Aix-en-Provence
Cedex 5
damien.serre@cemagref.fr
laurent.peyras@cemagref.fr
remy.tourment@cemagref.fr

Y. DIAB

LGUEH
Laboratoire
de Génie urbain
Environnement et Habitat
Université
de Marne-la-Vallée
5, bd Descartes
Bât. Lavoisier
77454 Marne-la-Vallée
Cedex 2
ydiab@univ-mlv.fr

Résumé

La France subit de fréquents épisodes de crues dévastatrices. Les inondations provoquent d'importants dégâts et les coûts induits sont considérables. Les digues de protection contre les inondations, souvent sous-dimensionnées et mal entretenues, ont montré leurs faiblesses à plusieurs reprises et leurs ruptures augmentent la violence des inondations. A l'échelle nationale, le linéaire conséquent de digues (environ 7 500 km) et le manque de données sur l'ensemble de ce parc d'ouvrages compliquent leur gestion. A l'échelle du gestionnaire local se pose la question de l'optimisation des opérations de maintenance. Notre recherche vise à développer des méthodes d'évaluation de la performance des digues. Dans un premier temps, nous développons un modèle fonctionnel pour représenter les mécanismes de rupture des digues. Ce modèle permet de représenter des mécanismes sous forme de scénarios et de dégager les indicateurs pertinents de la performance des digues. A partir des informations disponibles (inspections visuelles détaillées, essais géophysiques ou géotechniques, données historiques...), nous agrégeons ces indicateurs par analyse multicritère appuyée sur la connaissance experte. Nous dégageons au final un indicateur global de performance des digues.

Mots-clés : digue, performance, analyse fonctionnelle, AMDE, analyse multicritère, indicateurs de performance, maintenance.

Levee river performance assessment

Abstract

More and more floods occurred over the last decade in France and in the world, causing important damages and significant costs. Moreover, levees are often not well maintained, so they hardly resist to major floods and can break easily. These failures increase flood consequences. At French national scale, the length of levees, estimated to 7,500 kilometers, and the lack of data all along these infrastructures complicates their management.

At a local manager scale, the aim is to optimise maintenance operations. The goal of our research is to develop methods allowing the assessment of levees performance. Initially, we develop a functional model to represent levee failure mechanisms. This model allows to represent these mechanisms with scenarios and to build up the indicators used to assess levee performance. From data collected (detailed visual inspections, laboratory tests, historical data, etc.), we aggregate these indicators with a multicriteria analysis method based on expert knowledge. At the end we obtain a global levee performance indicator.

Key words : levee, performance, functional analysis, FMEA, multicriteria analysis, performance indicator, maintenance.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} décembre 2006.

Introduction

En France, mais aussi en Europe et, plus généralement, dans le monde, la fréquence des crues s'est accélérée lors de la dernière décennie et leur intensité a augmenté. Ces crues conduisent de plus en plus souvent à des ruptures de digues, ce qui a pour effet d'accroître les effets des inondations dans les zones censées être protégées par ces ouvrages. Citons quelques événements remarquables :

- les inondations dans le Sud de la France en 1999, 2002 et 2003 ;

- en Chine en 1998 le long du fleuve Yangze, où les ruptures de digues ont provoqué la mort de 2 000 personnes, selon les chiffres officiels du gouvernement chinois ;

- à Saint-Louis (États-Unis) le long du Mississippi en 1998, où des digues atteignant 15 mètres de hauteur se sont rompues ; très récemment (septembre 2005) à la Nouvelle-Orléans (États-Unis) suite au passage du cyclone Katrina. Le bilan provisoire à ce jour fait état de plusieurs milliers de morts et de plusieurs dizaines de milliards de dollars de dégâts.

En une génération, les problématiques liées aux digues ont profondément évolué, à l'instar d'autres domaines du génie civil. Les questions liées à la conception et à la réalisation des ouvrages se sont déplacées vers leur gestion et leur exploitation, avec l'objectif sous-jacent de la maîtrise des risques qu'ils induisent. Il s'agit donc de produire la meilleure gestion et la meilleure exploitation d'un parc de digues, et en particulier d'améliorer et d'optimiser les actions de maintenance, dans le souci permanent de maintenir sur le long terme un niveau de sécurité optimal pour l'aménagement hydraulique.

La maîtrise des risques liés aux digues est fondamentale et les défaillances de ces ouvrages sont susceptibles d'avoir des conséquences en vies humaines ou économiques lourdes, comme l'ont montré les inondations récentes dans le Sud de notre pays : Languedoc-Roussillon en 1999 (36 victimes et 620 M€ de dommages), Gard en 2002 (23 victimes et 1 200 M€ de dommages) et basse vallée du Rhône en 2003 (7 victimes et 1 000 M€ de dommages).

En effet, la pression urbaine a abouti à autoriser la construction d'habitations dans le lit majeur des rivières, et les digues, souvent sous-dimensionnées et mal entretenues, ont montré leurs faiblesses à plusieurs reprises. La rupture de digues augmente la violence des inondations et peut accroître les conséquences des inondations.

L'ancienneté des digues et l'absence de gestion raisonnée de nombreux propriétaires ont provoqué une perte significative de l'information relative aux digues : la constitution de la digue, les travaux de confortement ultérieurs, etc. De plus, le linéaire important de digues en France (7 500 km) complique leur gestion. Les gestionnaires et l'administration de contrôle sont conscients de l'importance de la mise en place de plans de gestion visant à mettre à niveau et à maintenir la sécurité des digues. Mais ce long linéaire pose une question majeure : par où commencer les actions de maintenance (Diab, 2002) ? Les gestionnaires ont un budget limité et il convient donc d'optimiser ce budget

en planifiant les actions d'inspection et de maintenance.

Dans ce contexte, notre recherche vise à produire des méthodes pour évaluer la performance⁽¹⁾ des digues de protection contre les inondations. L'objectif est de fournir aux gestionnaires des outils d'aide à la décision pour la planification des programmes d'inspection, de maintenance et de réparation. C'est l'objet du présent article. Les digues étant des ouvrages à grand linéaire, ces méthodes et outils visent à être intégrés *in fine* dans un système d'information géographique (SIG).

Dans une première partie introductive, nous présentons les digues de protection contre les inondations, leurs particularités et les différents mécanismes de rupture auxquels elles sont potentiellement soumises. Nous faisons également un exposé rapide de l'état du parc de digues en France.

Pour améliorer nos connaissances sur le fonctionnement et évaluer la performance des digues, nous développons une méthodologie permettant de modéliser les mécanismes de rupture. Pour cela, nous utilisons des méthodes de la sûreté de fonctionnement (Villemeur, 1988) : l'analyse fonctionnelle (AF), l'analyse des modes de défaillances et de leurs effets (AMDE) et les arbres de défaillances. Ces méthodes appliquées aux digues vont permettre de modéliser les mécanismes de rupture sous forme de scénarios. Nous présentons ce travail dans la deuxième partie de l'article.

Nous cherchons ensuite à évaluer la performance des digues vis-à-vis de chaque scénario de rupture. Les scénarios vont nous indiquer quelles informations doivent être retenues pour construire les indicateurs de performance. Les méthodes multicritères d'aide à la décision, appuyées par l'expertise, vont nous permettre d'établir des règles pour évaluer les indicateurs de performance et pour les agréger. L'objectif est d'aboutir à l'évaluation de la performance globale d'une digue, en tenant compte de l'ensemble des mécanismes susceptibles de l'affecter. C'est l'objet de la troisième partie de l'article.

Il convient d'indiquer que ce travail s'inscrit dans un axe de recherche du Cemagref (organisme à vocation de contrôle et de suivi de barrages et de digues) visant à développer des bases de données sur les ruptures des ouvrages hydrauliques. Il a été réalisé dans le cadre d'une thèse en Sciences de l'information géographique, sous la direction de l'université Marne-la-Vallée (France). De fait, même si cette recherche présente une vocation applicative affirmée, la rigueur scientifique de notre démarche a été un objectif principal, en particulier dans l'application des méthodes de la sûreté de fonctionnement et de l'aide multicritère à la décision, et dans le recueil et la formalisation de la connaissance experte.

⁽¹⁾ Performance : aptitude de l'ouvrage à remplir les fonctions pour lesquelles il a été conçu (résister aux crues, ne pas se rompre, protéger les zones situées en arrière de la digue).

Présentation des digues de protection contre les inondations

Définition et fonctionnement hydraulique des digues de protection contre les inondations

Les digues de protection contre les inondations sont des ouvrages dont au moins une partie est construite en élévation au-dessus du niveau du terrain naturel et destinés à contenir épisodiquement un flux d'eau afin de protéger des zones naturellement inondables (Mériaux *et al.*, 2001). Ces digues ne sont en charge qu'épisodiquement durant les crues des cours d'eau.

Les digues de protection contre les inondations font partie d'un système plus global : la vallée endiguée. On les trouve essentiellement le long des cours d'eau, parfois positionnées directement en contact avec la berge, ou éloignées de plusieurs mètres, voire de quelques centaines de mètres de celle-ci (Fig. 1).

La fonction principale des digues est la protection contre les inondations des zones qu'elles sont censées protéger. On peut décrire le fonctionnement hydraulique d'une vallée endiguée de la façon suivante :

- lors d'une crue, la rivière déborde de son lit mineur et inonde progressivement le lit majeur endigué ;
- l'endiguement limite l'emprise de l'inondation pour les crues faibles et moyennes, mais il surélève la ligne d'eau là où la présence des digues conduit à rétrécir sensiblement la largeur du lit naturel (c'est très souvent le cas dans la traversée des villes) ;
- l'écrêtement (phénomène qui amortit les débits maximaux par inondation d'espaces en lit majeur) est, de ce fait, limité lors des crues courantes ; les zones protégées par des digues peuvent, dans certains cas, être inondées par le remous du fleuve à sa jonction avec un affluent, ou par les ruissellements issus de bassins versants latéraux

dont les exutoires au fleuve se trouvent saturés, ou encore par remontée de la nappe phréatique ;

- on aménage parfois des déversoirs permettant de protéger la digue contre le mécanisme de surverse, d'écrêter la crue en inondant une zone à enjeux limités ;
- pour les crues extrêmes, l'ensemble de la vallée est inondé soit à la suite du fonctionnement des déversoirs, soit par des ruptures de digues ; le fleuve ou la rivière recouvre ainsi l'ensemble de leur lit majeur, comme en l'absence de protections.

Des ouvrages anciens et fragiles

Les digues de protection contre les inondations sont pour la plupart des ouvrages anciens (les premières constructions remontant au Moyen Age). Il s'agit généralement d'ouvrages en remblai de terre, allant du limon au sable, parfois même au gravier. L'histoire de leur construction explique leur constitution. Les digues anciennes sont souvent des ouvrages construits par étapes à plusieurs périodes, en fonction de l'évolution des usages du fleuve ou des besoins de protection (Fig. 2).

Les digues anciennes ont été le plus souvent édifiées à partir de matériaux pris sur place. Ainsi, la variabilité des matériaux rentrant dans la constitution des ouvrages peut être grande, y compris le long d'un même cours d'eau (matériau sableux le long du bassin moyen et matériau limoneux en approchant de l'embouchure). Mais dans une section donnée, il s'agit généralement de remblais homogènes sans zonage et sans dispositifs particuliers de drainage interne.

L'absence de moyens lourds de terrassement et de compactage lors de l'édification des digues anciennes conduit à des remblais de relativement faible compacité sans ancrage particulier dans la fondation, laquelle n'a pas fait l'objet de traitement particulier pour assurer son étanchéité. Cette description rapide des digues anciennes de protection contre les inondations montre que ces ouvrages sont relativement fragiles.

A contrario, les digues les plus récentes (Fig. 3) font appel à des conceptions se rapprochant de celles des barrages. On y retrouve un zonage des matériaux avec séparation des fonctions d'étanchéité et de drainage.

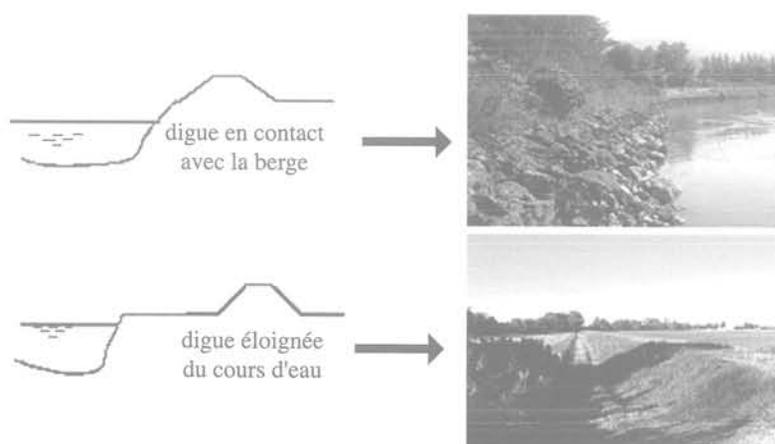


FIG. 1 Les digues de protection contre les inondations dans leur environnement hydraulique.
River levees in their hydraulic environment.

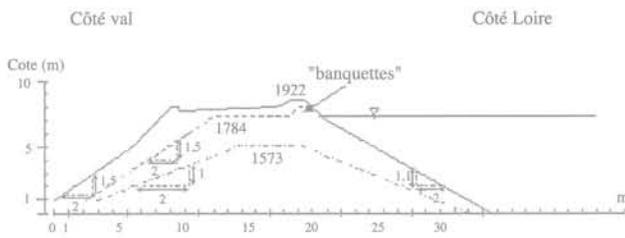


FIG. 2 Profil type d'une digue ancienne.
Typical profile of an old levee.

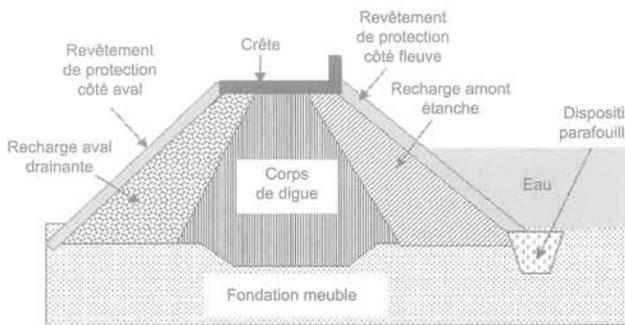


FIG. 3 Profil type d'une digue récente.
Typical profile of a recent levee.

Le parc de digues de protection contre les inondations est constitué à 90 % d'ouvrages en remblai (Mériaux *et al.*, 2001). Ces digues sont donc susceptibles de subir des mécanismes de rupture propres à ce type d'ouvrage (Serre, 2005) : surverse, érosion interne, affouillement, glissement (Fig. 4).

Parmi ces mécanismes, la surverse et l'érosion interne sont à l'origine de la plupart des ruptures de digue :

– la surverse est à l'origine des principales ruptures de digue de protection contre les inondations. Ainsi, pour les digues de Loire, la surverse a été à l'origine de près de la moitié des ruptures lors des trois crues du milieu du XIX^e siècle (Mériaux *et al.*, 2001). Dans plus des deux tiers des cas de surverse, on a pu identifier un point bas sur le profil en long de la digue qui a induit la concentration des débits. Des surélévations de la ligne d'eau sur la rive concave des courbes du fleuve, ou encore en amont de ponts ou seuils obstrués par des embâcles, peuvent également être à l'origine des surverses recensées ;

– l'érosion interne est également à l'origine de nombreuses ruptures de digues (CFGB, 1997). En France, entre 1970 et 1997, seize manifestations d'érosion interne ont été répertoriées sur les digues de protection contre les inondations. Pour les crues du Rhône de 1993 et 1994, les mécanismes d'érosion interne sont à l'origine de la totalité des seize brèches constatées sur les digues de Camargue. Parmi celles-ci, treize sont dus à des terriers d'animaux et trois à des canalisations traversant la digue.



FIG. 4 Les mécanismes de rupture des digues (surverse, érosion interne, affouillement, glissement).
Illustration of levee failure mechanisms (overtopping, internal erosion, scour, slide).

Des enjeux importants et des dispositifs de gestion à améliorer

Les zones protégées par les digues constituent des enjeux importants. La plupart des digues de protection contre les inondations intéressent la sécurité publique, et on estime le linéaire du parc de digues de protection contre les inondations à 7 500 km sur le territoire métropolitain, protégeant une population estimée à 2 millions d'habitants et réparties sur une surface de quelque 15 000 km² (Mériaux *et al.*, 2004).

Malgré ces enjeux, les digues de protection contre les inondations connaissent lors des crues majeures des défaillances pouvant conduire à des ruptures. Elles sont dues à un parc de digues globalement en mauvais état, mais aussi à une gestion des ouvrages inadaptée, voire inexistante.

En effet, les acteurs intervenant dans la gestion des digues sont très nombreux et trop souvent les propriétaires sont inconnus ou inactifs. L'absence dans de nombreux cas de maîtres d'ouvrages efficaces rend la gestion des digues perfectible.

Par ailleurs, les digues apparaissent mal ou non documentées et l'acquisition de données sur l'ensemble du linéaire est complexe et coûteuse du fait de l'hétérogénéité des digues.

Enfin, la gestion d'un parc d'ouvrage à grand linéaire, globalement méconnu, en mauvais état et présentant de fortes hétérogénéités, est complexe. Il est donc urgent de déployer un dispositif de gestion efficace pour améliorer la sécurité des digues. Aujourd'hui existent des méthodologies pour évaluer précisément l'état des digues, sur un tronçon donné et sur une faible longueur (Fauchard et Mériaux, 2004). Toutefois, elles ne permettent pas d'évaluer la performance des digues sur l'ensemble du linéaire. Nous proposons donc des méthodes pour compléter le dispositif de gestion des digues (Serre, 2005).

2

La modélisation des mécanismes de rupture des digues

2.1

Principe de la modélisation des mécanismes

Nous cherchons ici à modéliser les mécanismes de rupture des digues sous forme de scénario, de façon à obtenir les informations nécessaires à l'évaluation de leur performance. Pour cela, il nous faut un modèle permettant de représenter tous les mécanismes de rupture et qui s'adapte à tous les types de digues.

Les modèles fonctionnels répondent au besoin de méthodes d'évaluation génériques. Nous avons exploité des outils destinés à modéliser les systèmes complexes et à représenter les liens logiques entre les successions de défaillance se produisant dans les ouvrages (les méthodes de la sûreté de fonctionnement). Le modèle fonctionnel de représentation des mécanismes est construit en trois étapes résumées à la figure 5 et développées dans la suite du texte.

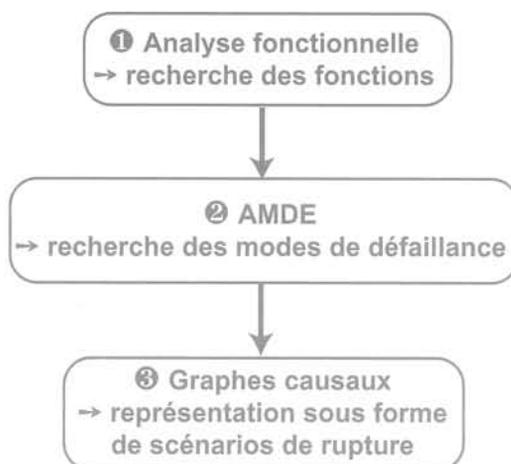


FIG. 5 Démarche de l'aide au diagnostic par expertise (Peyras, 2003).
Step of diagnostic aid with expertise.

2.2

Analyse fonctionnelle des digues

La première méthode à appliquer dans le cadre de la sûreté de fonctionnement est l'analyse fonctionnelle. Elle permet la compréhension et la description synthétique du fonctionnement d'un système. L'analyse fonctionnelle définit les limites du système considéré, son environnement et les fonctions qu'il remplit (Zwingselstein, 1996).

Pour réaliser l'analyse fonctionnelle d'une digue, il est nécessaire de fixer la précision de notre étude. Notre objectif étant une description fine des digues et de leurs mécanismes potentiels de rupture, nous réalisons l'analyse fonctionnelle à l'échelle spatiale du composant. Nous nous intéresserons donc aux fonctions accomplies par les composants des digues.

On procède ensuite à l'analyse structurelle des différentes catégories de digues. Nous analysons différents profils de digues, telles qu'elles sont observées en situation réelle. Cette analyse a conduit à proposer trois profils en travers types couvrant l'ensemble des digues rencontrées dans le parc français : les digues à étanchéité amont et les digues à étanchéité interne (Fig. 6), et, avec une représentation moindre, les digues en maçonnerie.

L'analyse structurelle des profils de digue permet de lister les différents composants constituant l'ouvrage, de déterminer la nature des matériaux les constituant, de repérer leur position géographique et de déterminer les interactions avec les autres composants. A titre d'illustration, nous développons l'analyse structurelle des digues à étanchéité amont (Tableau I).

Les interactions des composants entre eux et avec les milieux extérieurs sont matérialisées au moyen de schémas (les blocs diagrammes fonctionnels) établis à l'échelle du composant (Fig. 7). Nous étudions les principales interactions des digues : celles liées aux contacts, aux sollicitations mécaniques et aux écoulements (flux hydrauliques et flux hydrodynamiques).

L'analyse des blocs diagrammes fonctionnels permet d'obtenir les *fonctions de conception* des composants, regroupées dans les tableaux d'analyse fonctionnelle (Tableau II) et classées selon l'origine de

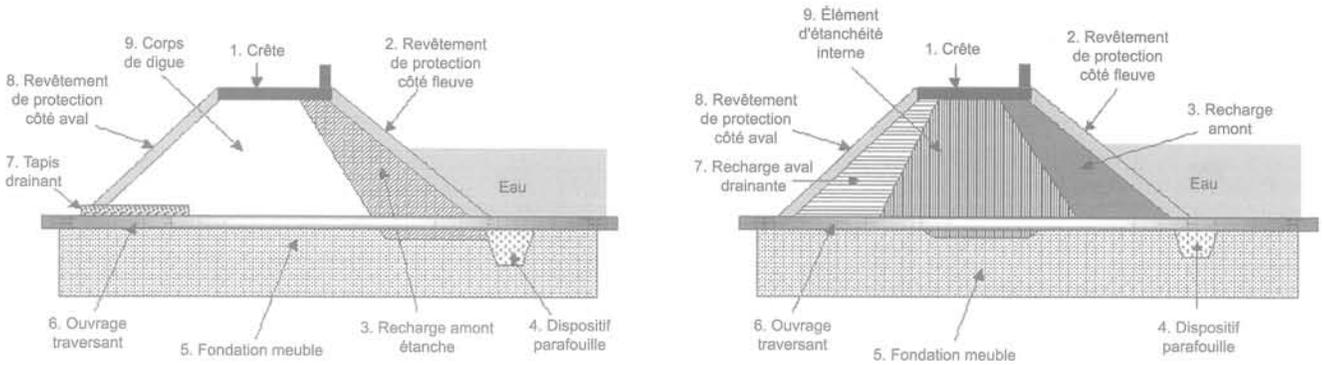


FIG. 6 Analyse structurelle des digues à étanchéité amont et des digues à étanchéité interne (Serre, 2005).
Structural analysis of impervious upstream shoulder levee and levee with central core.

TABLEAU I Les composants pour les digues en remblai à étanchéité amont (extrait).
Component materials in levee with impervious upstream shoulder.

Numéro	Composant	Nature possible
1	Crête	Granulats Terre
2	Revêtement de protection côté fleuve	Terre végétale Terre végétale et grillage anti-fouisseur Perré Perré et terre végétale Enrochements
3	Recharge amont étanche	Enrochements et terre végétale Argiles compactées Géomembrane

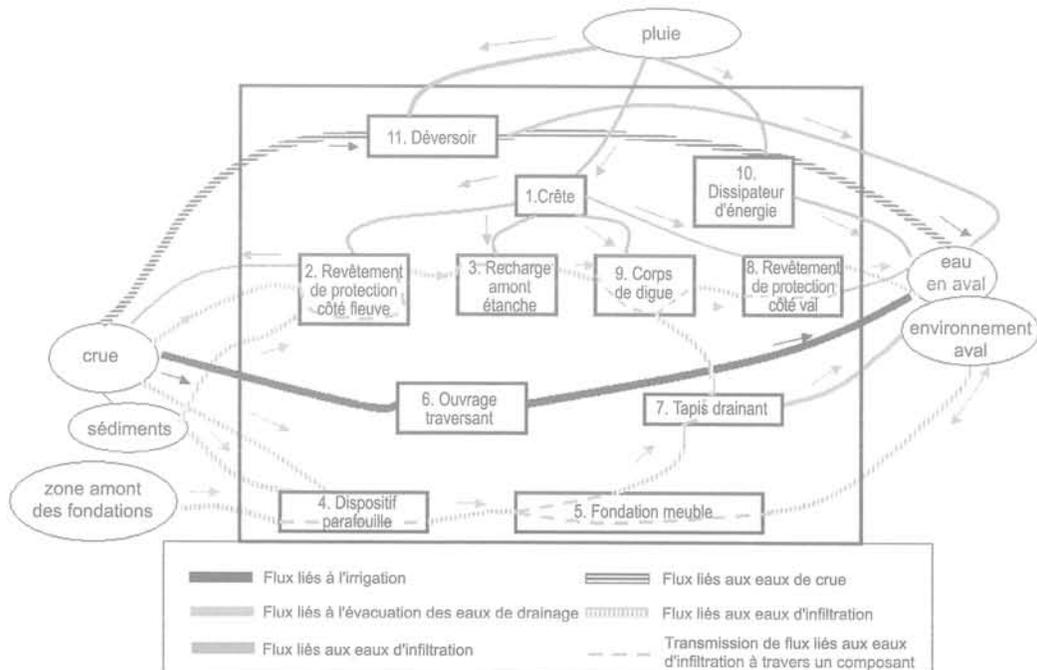


FIG. 7 Bloc diagramme fonctionnel « relations de flux hydrauliques ».
Functional block diagram for « hydraulic flow relationship ».

TABEAU II Tableau d'analyse fonctionnelle (Serre 2005) (extrait).
Functional analysis table.

Numéro	Composant	Classification de la fonction	Fonctions de conception
1	Crête	Flux hydrauliques	<ul style="list-style-type: none"> - limiter l'infiltration d'eau de pluie - évacuer l'eau de ruissellement vers le revêtement de protection côté val - résister à l'érosion externe provenant des eaux de ruissellement - résister à l'érosion externe au cours d'une crue
		Sollicitations mécaniques	<ul style="list-style-type: none"> - résister aux charges dues à la circulation - résister aux développements des racines

l'interaction (contacts, sollicitations mécaniques, flux hydrauliques...). Au final, ces tableaux synthétisent l'analyse fonctionnelle des digues et récapitulent, pour chaque composant, les fonctions de conception accomplies par le composant.

2.3

AMDE appliquée aux digues

La méthode AMDE (analyse des modes de défaillance et de leurs effets) est apparue dans les années 60 dans le domaine de l'aéronautique et est actuellement une des méthodes de la sûreté de fonctionnement la plus utilisée dans l'industrie (spatiale, nucléaire, automobile...). L'AMDE est une méthode inductive d'analyse des défaillances potentielles d'un système. Elle considère, systématiquement, l'un après l'autre, chaque composant du système et analyse ses modes de défaillance, leurs causes et leurs effets.

Nous adaptons les techniques d'analyse de la méthode AMDE à notre contexte. Les résultats sont listés dans un tableau indiquant (Tableau III) :

- les *composants* (et leur numéro de nomenclature) correspondent à la décomposition structurelle ;
- les *fonctions de conception* des composants obtenues à partir de l'analyse fonctionnelle ;
- les *modes de défaillance* : la défaillance d'une fonction (fonction non réalisée) et la dégradation d'une fonction (fonction partiellement ou mal réalisée) ;

- les *causes* possibles des défaillances d'un composant, obtenues à partir des blocs diagrammes fonctionnels. Ces causes sont classées selon leur origine : les contacts avec les milieux extérieurs ou les composants environnants, les sollicitations mécaniques, les flux hydrauliques (ou hydrodynamique), l'état intrinsèque du composant (ses caractéristiques propres), les causes liées à la conception/réalisation du composant ;

- les *effets* possibles d'un mode de défaillance, classés de façon analogue aux *causes* ;

- les *indicateurs* (visuels, issus d'un instrument d'auscultation, les coefficients de sécurité) qui traduisent la manifestation des *effets* des défaillances. Ils sont détectés par différents *moyens de détection*.

En synthèse de l'AMDE appliquée aux digues de protection contre les inondations, nous disposons de leurs principaux *modes de défaillance*, de leurs *causes*, de leurs *effets* et de leurs *indicateurs* associés.

2.4

Modèle fonctionnel pour les mécanismes de rupture des digues

A ce stade, nous pouvons construire les scénarios de rupture des digues, en enchaînant les *causes* aux *modes de défaillance*, puis aux *effets*. Les scénarios sont ainsi modélisés par des successions de séquences de

TABEAU III L'AMDE adaptée aux digues (Serre 2005) (extrait).
Levee FMEA.

N°	Composant	Fonction de conception	Mode de défaillance	Causes possibles de la défaillance	Effets possibles de la défaillance	Indicateurs	Moyens de détection
1	Crête	limiter les infiltrations d'eau de pluie	la fonction « limiter les infiltrations d'eau de pluie » est dégradée ou est défaillante	- <i>Processus conception-réalisation</i> : • composition de la crête - <i>État intrinsèque du composant</i> : • fissuration de la crête	- <i>Flux hydrauliques</i> : • eaux d'infiltration dans le corps de digue • eaux d'infiltration dans la recharge amont étanche - <i>Sollicitations mécaniques</i> : • sous-pressions dans le corps de digue	• fuites sur le parement aval • piézométrie	• observation visuelle • piézomètres

défaillance fonctionnelle, représentant les processus physiques se produisant au sein du système et conduisant à des pertes ou dégradations de fonctions. Nous représentons les scénarios sous forme de graphes causaux : chaque mécanisme est modélisé dans un graphe causal décrivant les processus fonctionnels de dégradation et les enchaînements de variables correspondants (Peyras, 2003).

Le modèle de représentation des scénarios comporte trois catégories de variables : les variables « fonction » correspondant aux *modes de défaillance*, les variables « phénomène » regroupant les *causes* et *effets* des modes de défaillance et les variables « indicateur » correspondant aux manifestations des phénomènes.

Les variables « phénomène » sont renseignées par les variables « indicateur », qui traduisent la manifestation des mécanismes (indicateur \Rightarrow phénomène). Les combinaisons de variables « phénomène » vont conduire à la dégradation d'une (ou des) variable(s) « fonction », la perte de performance de cette dernière produisant à nouveau une nouvelle séquence de phénomènes (phénomènes \Rightarrow fonction \Rightarrow phénomènes). L'enchaînement des défaillances sous forme « de phénomènes impliquant des dégradations de fonctions, impliquant de nouveaux phénomènes » constitue le modèle de représentation des mécanismes de rupture d'une digue sous forme de scénario (Fig. 8).

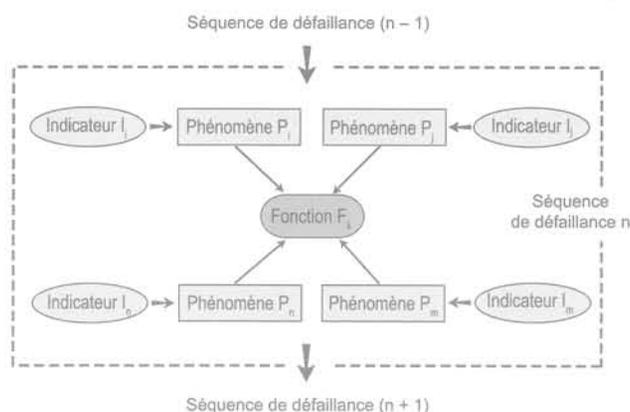


FIG. 8 Modèle fonctionnel de représentation des mécanismes (Peyras, 2003).
Functional representation model of mechanisms.

Un tel modèle présente de nombreux avantages : il structure la connaissance experte sous forme de scénarios fonctionnels, il organise l'information liée aux mécanismes autour de trois catégories de variable (*fonction*, *phénomène* et *indicateur*) et il permet de prendre en compte les dégradations partielles et progressives des variables et les mécanismes non chronologiques.

Les *phénomènes* (les causes et effets des modes de défaillance) intervenant dans les mécanismes de rupture des digues sont répertoriés et classés selon l'origine :

- état intrinsèque du composant : déformation, fissuration, érosion, colmatage, composition...
- flux hydraulique : crue, eau d'infiltration, fuites, percolations, suintements...
- les sollicitations mécaniques : poussée hydrostatique, poids propre, sous pressions...

- les sollicitations hydromécaniques : érosion interne, érosion externe, colmatage...

- la conception et la réalisation : perméabilité, capacité de drainage...

Nous distinguons trois catégories d'*indicateurs* (les indicateurs traduisent les phénomènes dans les mécanismes) :

- les *indicateurs visuels* sont détectés par l'observation visuelle du garde-digue ou de l'expert : érosion, végétation, ouvrages singuliers, terriers d'animaux, glissements...

- les *indicateurs mesurés* sont issus d'une mesure d'auscultation ou d'un essai in situ ou au laboratoire : piézométrie, débit, déformations, perméabilité, compacité...

- les *indicateurs calculés* sont obtenus à partir d'un calcul faisant intervenir des indicateurs auscultés et correspondent aux facteurs de stabilité intervenant dans les conditions d'états limites des digues : gradient hydraulique, charge hydraulique, coefficients de sécurité au glissement...

2.5

Modélisation des mécanismes de rupture des digues : application à l'érosion interne

Nous disposons d'un modèle fonctionnel pour représenter des scénarios et nous cherchons maintenant à renseigner une base de connaissances sur les mécanismes de rupture des digues. Le support de ce travail est la connaissance experte, contenue dans les documentations techniques relatives à la pathologie des digues : nous renvoyons le lecteur intéressé vers (Pilarczyk, 1998) et (Mériaux *et al.*, 2001) qui sont les références principales sur le sujet. L'interview des experts est également utilisée en complément de l'analyse des recueils d'expertise.

A partir de la connaissance experte, nous déterminons les successions de défaillances fonctionnelles pour chaque mécanisme de rupture. Nous en déduisons les *modes de défaillance* en jeu, les *phénomènes* conduisant à ces modes de défaillances ou en résultants et les *indicateurs* permettant de détecter les phénomènes. Nous classons ces informations et nous procédons à des regroupements et à des choix terminologiques afin d'obtenir des informations structurées et homogènes, pouvant être intégrées ultérieurement dans des bases de données.

Nous pouvons alors construire les scénarios de rupture des digues correspondant à chaque mécanisme selon la représentation proposée dans notre modèle. Les mécanismes de rupture ainsi modélisés sous forme de scénario sont résumés ci-après pour le cas particulier des digues en remblai à étanchéité amont (Tableau IV).

A titre illustratif, nous appliquons le modèle fonctionnel proposé au mécanisme d'érosion interne d'une digue en remblai à étanchéité amont (scénario n° 4 du tableau IV). Ce mécanisme comporte trois séquences de défaillance successives : i) la dégradation mécanique du revêtement de protection côté fleuve, conduisant à ii) la perte d'étanchéité de la recharge amont, elle-même conduisant à iii) des processus d'érosion interne dans le corps de digue.

Dans une première séquence de défaillance, plusieurs phénomènes sont susceptibles de dégrader la

TABEAU IV Les scénarios de rupture des digues à étanchéité amont.
Failure scenarios for levees with upstream impervious shoulder.

Numéro	Nom	Condition hydraulique
1	Surverse	crue
2	Affouillement côté fleuve	crue ou régime normal de la rivière
3	Érosion interne en fondation	crue ou régime normal de la rivière
4	Érosion interne dans le corps de digue	crue
5	Glissement côté fleuve	décru
6	Glissement côté val	crue

performance de la fonction de protection du revêtement amont (fonction « le revêtement de protection côté fleuve résiste aux sollicitations mécaniques », Fig. 9). Il s'agit des phénomènes : « végétation », « animaux fouisseurs », « chocs d'embâcles », « géo-

morphologie de la rivière » et « composition du revêtement de protection côté fleuve ».

Lors de la deuxième séquence de défaillance, sous l'effets de phénomènes tels que les « racines dans la recharge amont étanche », « trous d'animaux fouisseurs

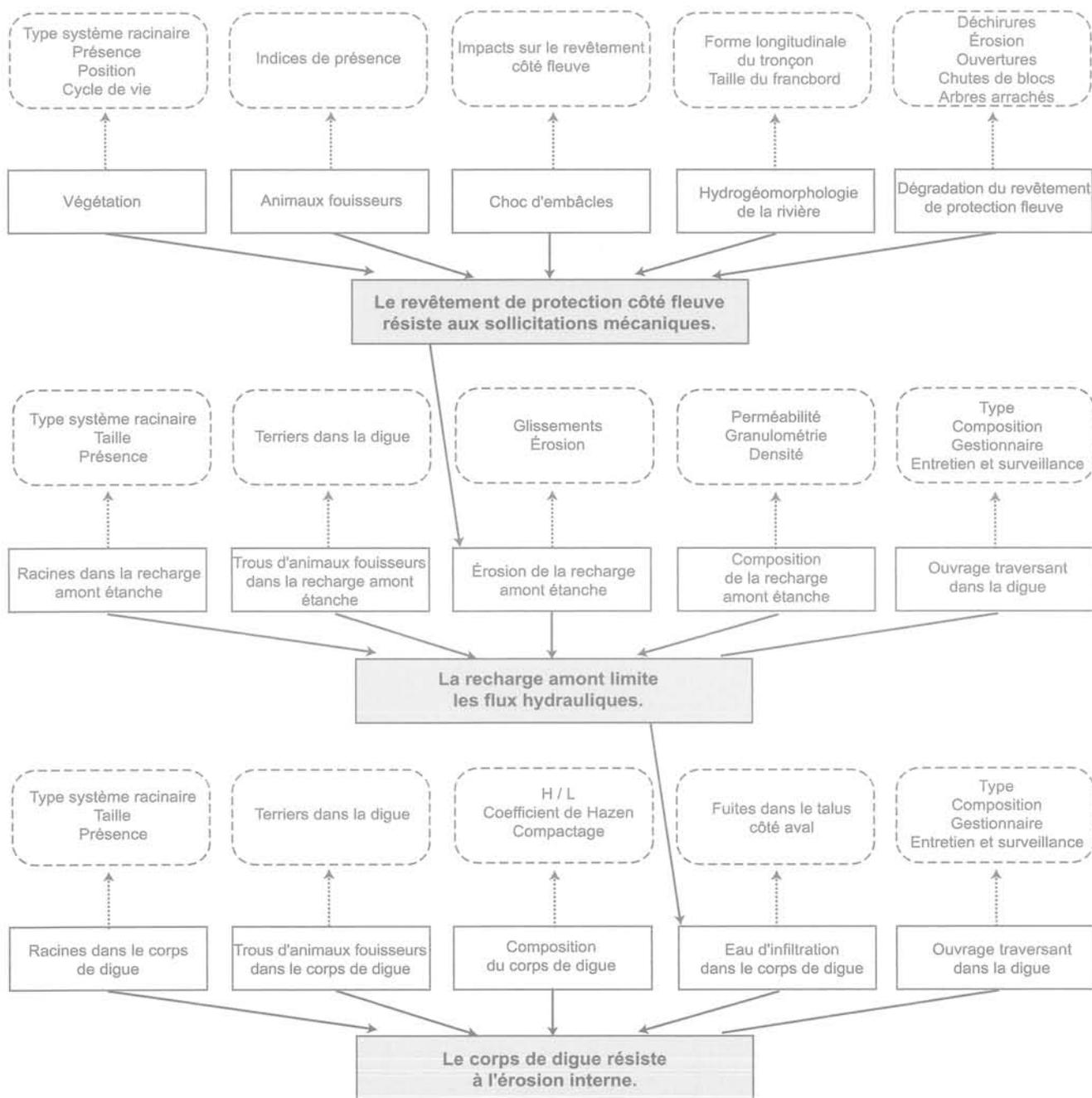


FIG. 9 Scénario d'érosion interne dans les digues à étanchéité amont.
Scenario for internal erosion in levee with impervious upstream shoulder.

dans la recharge amont étanche », « érosion de la recharge amont étanche », « composition de la recharge amont étanche » et « ouvrages traversants dans la digue », la fonction d'étanchéité de la recharge amont (fonction « la recharge amont étanche limite les flux hydrauliques », Fig. 9) va se dégrader, conduisant à des infiltrations d'eau dans le corps de digue.

La troisième séquence de défaillance concerne le corps de digue. La fonction de résistance de la digue (fonction « le corps de digue résiste à l'érosion interne », Fig. 9) peut être affectée par les phénomènes « racines dans le corps de digue », « trous d'animaux fousseurs dans le corps de digue », « composition du corps de digue », « eau d'infiltration dans le corps de digue » et « ouvrages traversants dans la digue ». Les effets de la perte de performance de cette fonction sont des phénomènes d'érosion interne dans le corps de digue, susceptibles de conduire à la rupture du tronçon.

Par l'analyse des processus physiques s'opérant dans les ouvrages et à chaque niveau de défaillance, nous avons recensé les fonctions de conception des composants qui vont se dégrader, les phénomènes conduisant à ces modes de défaillance ou en résultant et leurs indicateurs associés. Nous disposons donc de toutes les informations pour construire le scénario correspondant au mécanisme d'érosion interne des digues à étanchéité amont (Fig. 9).

2.6

Synthèse de la modélisation des mécanismes de rupture des digues

L'application de cette démarche aux digues a permis d'obtenir des résultats intéressants pour notre objectif d'évaluation de la performance des digues. L'analyse fonctionnelle fournit une modélisation cohérente des différents types de digues et établit une synthèse des *fonctions*, *phénomènes* et *indicateurs* intervenant dans les mécanismes de rupture. A partir de l'AMDE, nous proposons un modèle fonctionnel pour représenter les mécanismes sous forme de scénarios. Enfin, la connaissance experte permet de formaliser et recueillir toute l'information relative aux mécanismes et de représenter les mécanismes.

En termes applicatifs, cette démarche conduit à proposer trois types de profil de digue de protection contre les inondations, couvrant l'ensemble du parc français. L'analyse de la connaissance experte et l'interview des experts ont permis de recenser les informations relatives aux mécanismes de rupture : les indicateurs, les phé-

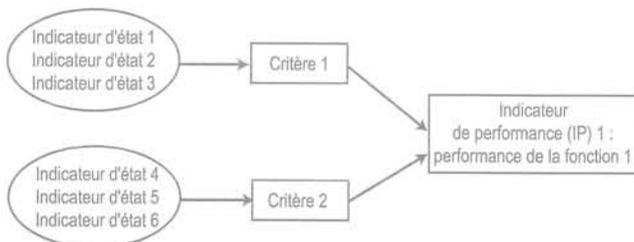


FIG. 10 Hiérarchisation des indicateurs d'état, des critères et des indicateurs de la performance des digues. Hierarchisation of condition indicators, criteria and performance indicators.

mènes, les fonctions et leurs modes de défaillance. Ainsi, nous représentons sous la forme de scénarios fonctionnels l'ensemble des mécanismes de rupture des digues (6 scénarios pour les digues à étanchéité amont).

3

Évaluation multicritère de la performance des digues

3.1

Principes de l'analyse multicritère pour l'évaluation de la performance des digues

En génie civil, les méthodes multicritères sont souvent utilisées pour la gestion des ouvrages à grands linéaires : les réseaux d'eau potables (Le Gauffre *et al.*, 2004), les réseaux d'assainissement (Diab, 2002). L'objectif de ces méthodes est l'évaluation des conditions de fonctionnement du système étudié. Notre problématique est analogue : à partir des scénarios de rupture des digues, nous souhaitons développer une méthode pour évaluer leur performance.

La démarche mise en œuvre repose sur l'utilisation d'outils d'analyse multicritère (Roy et Bouyssou, 1993). Cette démarche comporte différentes étapes. La performance d'une digue dépend de plusieurs critères, définis eux-mêmes à partir de combinaisons d'indicateurs d'état. Il nous faut : i) déterminer les indicateurs d'état et les critères, ii) proposer des règles pour leur évaluation et iii) agréger les critères pour obtenir la valeur de la performance des digues vis-à-vis d'un mécanisme de rupture (Fig. 10).

Pour agréger les différents critères (étape iii), il convient d'adopter une méthode d'agrégation multicritère adaptée au contexte. Il existe trois grandes catégories de méthodes multicritères (Roy et Bouyssou, 1993) : l'utilité multiattribut, les méthodes de surclassement et les méthodes interactives. Nous avons fait le choix d'utiliser une méthode interactive où alternent des étapes de calcul et des étapes de dialogue avec le décideur. La méthode d'affectation (le tri) par l'établissement de règles que nous avons retenue est bien adaptée aux contextes d'agrégation complexe (Azibi, 2003). Elle consiste à construire une base de règles de type « si... alors... » et proches du langage naturel pour exprimer des principes d'agrégation. Cette méthode apparaît bien adaptée à notre problématique de décision : les règles permettent d'intégrer les préférences des experts des digues, l'importance relatives des critères et leurs interactions.

Dans cette partie, nous proposons une illustration de notre travail au mécanisme d'érosion interne des digues à étanchéité amont.

3.2

Détermination des indicateurs d'état et des critères des digues

Nous avons modélisé les mécanismes de rupture des digues sous la forme de graphes causaux. Le modèle fonctionnel repose sur trois variables : les fonctions, les phénomènes et les indicateurs. Les indicateurs renseignent sur les phénomènes auxquels ils sont

rattachés. Ces phénomènes correspondent aux causes ou aux effets de perte de performance des composants des digues. Chaque phénomène est renseigné en agrégeant un certain nombre d'indicateurs. Enfin, l'agrégation des phénomènes renseigne sur la performance d'une fonction.

Les indicateurs d'état et les critères des digues sont donc obtenus à partir de la modélisation fonctionnelle des mécanismes :

- les *indicateurs d'état* correspondent aux indicateurs obtenus par l'AMDE ;
- les *critères* correspondent aux phénomènes obtenus par l'AMDE (c'est-à-dire les causes et les effets des modes de défaillance dans l'analyse AMDE).

Enfin, les *indicateurs de performance* correspondent à l'évaluation des fonctions obtenues par l'analyse fonctionnelle (Fig. 11).

3.3

Évaluation des indicateurs et des critères

Pour renseigner les règles d'affectation des indicateurs d'état et des critères, nous avons constitué un groupe d'experts du domaine des digues, composé de deux experts seniors en ouvrages hydrauliques, un expert hydraulicien et un animateur généraliste spécialiste des SIG. Le rôle de ce groupe d'experts est de fixer l'ensemble des règles permettant de rendre la méthode opérationnelle. Les séances de travail du groupe d'experts ont été menées essentiellement sur la base d'interviews structurées, lors desquelles des arbres de défaillance issus de la représentation des scénarios ont servi de guide lors des discussions (Fig. 12).

Dans un premier temps, il est indispensable de décrire précisément les indicateurs d'état utilisés de manière à ce que leur mesure soit fiable et répétable. Un

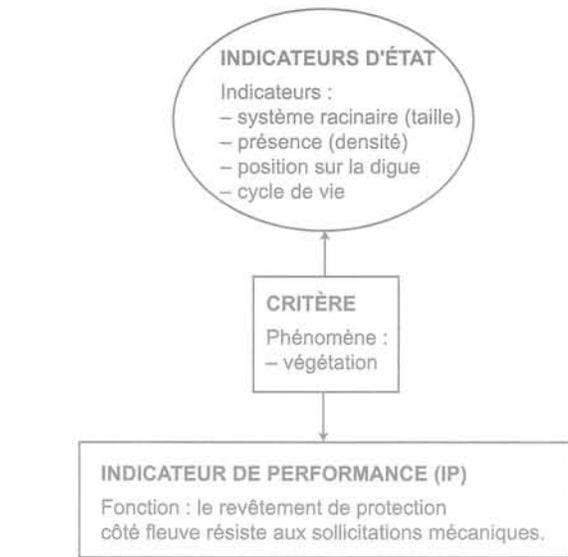


FIG. 11 Indicateurs d'état, critère et indicateur de performance des digues : exemple. Condition indicators, criteria and levee performance indicators: example.

certain nombre de champs des indicateurs d'état doivent être renseignés : nom de l'indicateur d'état, définition, mode opératoire, échelle de notation, références sur cette échelle et position géographique sur la digue.

Ensuite, nous proposons une échelle des scores applicable aux indicateurs d'état et aux critères. Nous adoptons une échelle discrète de scores variant de 0 à 10 : 0 correspond à la situation idéale tandis que 10 à la situation la plus critique (Fig. 13). Cette échelle unique pour tous les indicateurs d'état et tous les critères permet d'introduire une hiérarchie dès la mesure.

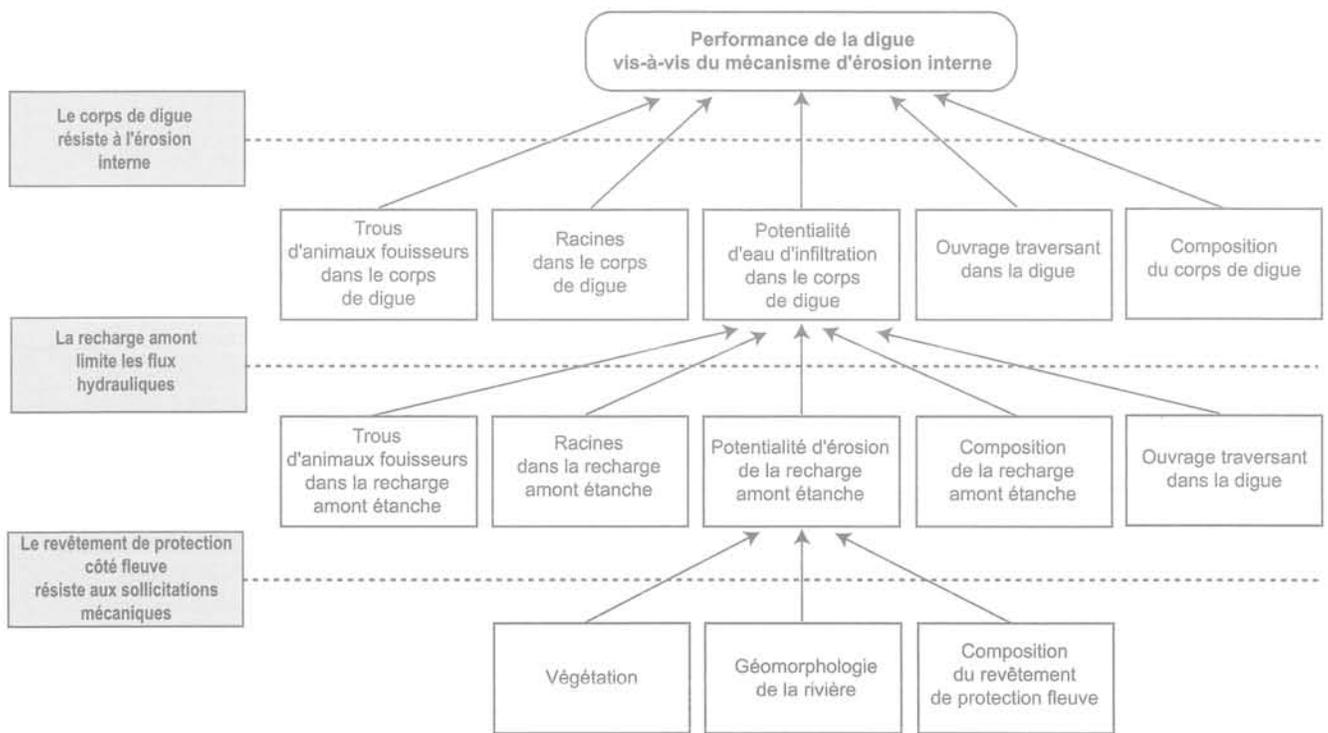


FIG. 12 Arbre de défaillance pour le mécanisme d'érosion interne des digues à étanchéité amont. Fault tree of internal erosion mechanism in levee with impervious upstream shoulder.

Score	Qualification	Code couleur
0	Excellent	
1	Bon	
2	Bon	
3	Passable	
4	Passable	
5	Médiocre	
6	Médiocre	
7	Mauvais	
8	Mauvais	
9	Mauvais	
10	Inacceptable	

FIG. 13 Qualification des scores.
Scores qualification.

Critère « racines dans la recharge amont étanche »												
Sous-critère	Indicateur	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Grands arbres	contact étanchéité									X	X	X
	hors étanchéité				X	X	X	X				
	excellence	X										
Sous-critère	Indicateur	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Petits arbres	contact étanchéité								X	X	X	
	hors étanchéité				X	X						
	excellence	X										
Sous-critère	Indicateur	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Buissons	contact étanchéité				X	X						
	hors étanchéité			X	X							
	excellence	X										

FIG. 14 Grille d'analyse synthétique du critère « racines dans la recharge amont étanche ».
Synthetic analysis grid of criterion « roots in impervious upstream shoulder ».

Les experts établissent les règles applicables à l'ensemble des indicateurs d'état : les scores 0 et 10 sont fixés ainsi que les scores intermédiaires. Pour chacun des indicateurs d'état, nous fixons les règles d'évaluation faisant correspondre à chacun d'eux des scores dépendant des observations relevées sur les digues, de leurs mesures d'auscultation, des essais disponibles ou des facteurs de stabilité calculés. Ces scores vont de la condition d'excellence (situation où l'indicateur d'état prend le score 0) à la condition inacceptable (situation où l'indicateur d'état prend le score 10).

Enfin, le groupe d'experts propose une règle d'agrégation des indicateurs d'état pour obtenir une évaluation de chaque critère. Les indicateurs d'état sont combinés pour obtenir la valeur des critères à l'aide de différents opérateurs : somme, somme pondérée, maximum, table de vérité...

A titre applicatif, nous traitons l'exemple de l'évaluation du critère « racines dans la recharge amont étanche », qui intervient dans la séquence de défaillance de la fonction d'étanchéité de la recharge amont (voir l'arbre de défaillance de la figure 12 « scénario d'érosion interne »). La règle proposée par les experts indique que la végétation examinée pour ce critère est celle située sur la digue (talus côté fleuve et crête) et à ses abords (sur une emprise de 2 mètres de part et d'autre de la recharge amont). Ce critère est évalué à partir de trois sous-critères : « grands arbres », « petits arbres » et « buissons », chacun de ces sous-critères étant eux-mêmes évalué à partir de deux indicateurs d'état : « végétation en contact avec le dispositif d'étanchéité » et « végétation hors du dispositif d'étanchéité » (Fig. 14).

La condition d'excellence (score 0) est obtenue si aucun arbre ou buisson ne se situe sur la digue ou à proximité (sur une emprise de 2 mètres de la digue). La condition inacceptable (score 10) est atteinte dès qu'un seul grand arbre mort est observé au contact de la recharge amont étanche ou à proximité (à moins de 2 mètres de la recharge). L'agrégation des trois sous-critères pour l'évaluation du critère « racines dans la recharge amont étanche » est obtenue en adoptant le score le plus défavorable (opérateur Maximum). Le détail des règles est résumé dans une grille d'analyse synthétique (Fig. 14).

Pour l'ensemble des critères intervenants dans le scénario d'érosion interne (13 critères au total), les experts ont fixé de façon analogue les règles : les conditions d'excellence et inacceptables des indicateurs d'état, leurs règles d'affectation des scores et leurs règles d'agrégation pour l'évaluation des critères.

3.4

Évaluation de la performance des digues

A ce stade, nous disposons de règles pour l'évaluation des critères intervenants dans les scénarios de rupture des digues. Il reste à proposer des règles d'agrégation des critères pour l'évaluation de la performance de la digue vis-à-vis d'un mécanisme donné.

Les critères doivent être agrégés à chaque séquence fonctionnelle du scénario (voir arbre de défaillance, Fig. 12). Les résultats de l'agrégation de chacune des séquences de défaillance sont ensuite reportés à la séquence suivante du scénario et ce, jusqu'à l'évaluation de la performance de la fonction principale (c'est-à-dire la performance de la digue vis-à-vis du mécanisme étudié, figurant au sommet de l'arbre de défaillance, Fig. 12).

Nous présentons cette démarche d'agrégation des critères sur l'exemple du mécanisme d'érosion interne des digues à étanchéité amont (Fig. 12). La première séquence du scénario, correspondant à la performance de la fonction de résistance du revêtement amont (fonction « le revêtement de protection côté fleuve résiste aux sollicitations mécaniques »), fait intervenir trois critères : « végétation », « géomorphologie de la rivière » et « composition du revêtement côté fleuve ». Ces trois critères sont agrégés par l'opérateur Maximum pour l'obtention du score du critère « potentialité d'érosion de la recharge amont », apparaissant dans la deuxième séquence de défaillance. De façon analogue, cette même règle est utilisée pour évaluer le critère « potentialité d'eau d'infiltration dans le corps de digue » de la troisième séquence de défaillance.

Enfin, pour évaluer la performance de la digue vis-à-vis du mécanisme d'érosion interne, deux séries de critères sont agrégées :

- le critère « potentialité d'eau d'infiltration dans le corps de digues » obtenu ci-dessus ;
- l'agrégation par l'opérateur Maximum des quatre critères « trous d'animaux fouisseurs dans le corps de digues », « racines dans le corps de digue », « ouvrage traversant dans la digue » et « composition du corps de digue ».

Cette agrégation est réalisée à l'aide d'une table de vérité (Fig. 15), établie par le groupe d'experts.

		Eau d'infiltration										
		10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
MAX (trou, racine, OT, comp.)	10	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
	9	9	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
	8	8	8	8	7	6	5	4	3	2	1	0
	7	7	7	7	7	6	5	4	3	2	1	0
	6	6	6	6	6	6	5	4	3	2	1	0
	5	5	5	5	5	5	5	4	3	2	1	0
	4	4	4	4	4	4	4	4	3	2	1	0
	3	3	3	3	3	3	3	3	3	2	1	0
	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	1	0
	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

FIG. 15 Table de vérité experte pour évaluer la performance d'une digue vis-à-vis de l'érosion interne.

Expert's truth table to assess the levee performance related to internal erosion mechanism.

3.5

Synthèse de l'évaluation de la performance des digues

Après avoir énoncé les principes généraux de construction des indicateurs de performance, nous avons bâti un système d'indicateurs d'état et de critères pour évaluer la performance des digues. Les indicateurs d'état utilisés sont déterminés à partir de l'AMDE lors de la construction des scénarios de rupture. Ils sont évalués par les experts du domaine des digues pour chaque scénario de rupture avec une échelle commune de notation allant de 0 à 10. A partir des scores de chaque indicateur d'état, l'évaluation des critères est obtenue par l'application de l'opérateur Maximum.

Nous avons répondu à notre problème multicritère par la méthode d'affectation à base de règles. Sa mise en œuvre sur les digues permet d'évaluer, à partir des différents critères, la performance des digues pour chaque mécanisme de rupture.

Conclusion

Notre recherche a consisté à produire des méthodes pour évaluer la performance des digues de protection contre les inondations, l'objectif étant de fournir aux gestionnaires des outils d'aide à la décision pour la planification des programmes d'inspection, de maintenance et de réparation.

Dans une première étape, nous avons mis en œuvre des méthodes de la Sûreté de Fonctionnement : l'analyse fonctionnelle, l'analyse des modes de défaillance et de leurs effets et une représentation par des arbres de défaillance. Ces méthodes ont permis de modéliser la structure des digues, de connaître les fonctions accomplies par les digues et leurs composants, et de définir leurs modes de défaillance, leurs causes et leurs effets. A partir du recueil et de la formalisation de la connaissance experte, nous avons modélisé les principaux mécanismes de rupture des digues sous forme de scénarios. Pour chacun des mécanismes, nous déterminons les indicateurs d'état et les critères qui interviennent dans l'évaluation de la performance. En terme de résultats, nous avons modélisé les mécanismes de rupture des digues (6 scénarios pour les digues à étanchéité amont) et nous avons déterminé, pour chaque mécanisme, les critères (quelque 150 critères pour l'ensemble des mécanismes de rupture).

L'étape suivante a consisté à agréger les indicateurs d'état et les critères pour évaluer la performance des digues. La méthode utilisée est une méthode multicritère d'affectation à base de règles, alternant des étapes de discussions avec un groupe d'experts et des étapes de calcul. En terme de résultats, cette démarche a permis d'établir les règles d'évaluation et d'agrégation des critères (quelque 120 règles pour le mécanisme de rupture par érosion interne des digues à étanchéité amont couvrant 13 critères), permettant in fine l'évaluation de la performance des digues (6 mécanismes pour les digues à étanchéité amont).

Pour compléter ces résultats, des travaux complémentaires vont être réalisés à court terme suivant deux directions :

- un axe de recherche visant à poursuivre et achever l'évaluation de la performance des digues pour l'ensemble des mécanismes de rupture et pour les trois modèles structurels de digues. En outre, la vérification détaillée de la capacité des méthodes multicritères d'évaluation de la performance des digues à représenter les situations réelles devra être poursuivie ;
- un axe de développement destiné à produire un véritable outil opérationnel. Sur la base d'un SIG existant dans lequel nous avons intégré les règles multicritères d'évaluation de la performance des digues (Maurel *et al.*, 2004), il s'agira de produire un outil d'aide à la décision destiné aux gestionnaires de digues pour l'optimisation des opérations de maintenance et de réhabilitation des digues.

- Azibi R. – *Construction de critères en aide à la décision : aspects méthodologiques, techniques et pratiques*. Thèse de doctorat, université Paris Dauphine, UFR Sciences des organisations, 2003, 160 p.
- CFGB – Érosion interne : typologie, détection et réparation. *Barrages et Réservoirs* n° 6, Le Bourget-du-Lac, CFGB-EDF, 1997, 126 p.
- Diab Y. – La gestion du patrimoine enterré : approche multicritère d'analyse des risques. INFRA, Montréal, Québec, 2002, 7 p.
- Fauchard C., Mériaux P. – *Méthodes géophysiques et géotechniques pour le diagnostic des digues de protection contre les crues. Guide pour la mise en œuvre et l'interprétation*. Cemagref Éditions, 2004, 124 p.
- Le Gauffre P., Laffrèchine K., Haidar H., Baur R., Poinard D., Schiatti M. – A multicriteria decision support tool for annual rehabilitation programmes of water networks. Principles and experiments. *DMUCE 4*, Porto, 28-30 octobre 2004, 10 p.
- Maurel P., Serre D., Tourment R. – Towards a generic GIS for dike management in flood plain areas : from conceptual design to real applications. *AGILE 2004 conference on Geographic Information Science*, April 29th-May 1st, Heraklion, Greece, 2004, 14 p.
- Mériaux P., Royet P., Folton C. – Surveillance, entretien et diagnostic des digues de protection contre les inondations. Cemagref Éditions, 2001, 191 p.
- Mériaux P., Tourment R., Wolff M. – Le patrimoine de digues de protection contre les inondations en France. *Sécurité des digues fluviales et de navigation*, CFGB-MEDD, Orléans, France, 2004, p. 9-20.
- Peyras L. – *Diagnostic et analyse de risques liés au vieillissement des barrages, développement de méthodes d'aide à l'expertise*. Thèse de doctorat, université Blaise-Pascal, Clermont 2, 2003, 199 p.
- Pilarczyk K.W. – *Dikes and revetments. Design, maintenance and safety assessment*. A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, 1998, 562 p.
- Roy B., Bouyssou D. – Aide multicritère à la décision : méthodes et cas. Éditions Economica, Paris, 1993, 695 p.
- Serre D. – *Évaluation de la performance des digues de protection contre les inondations. Modélisation de critères de décision dans un Système d'Information Géographique*. Thèse de doctorat, université de Marne-la-Vallée, 2005, 240 p.
- Zwingelstein G. – *La maintenance basée sur la fiabilité. Guide pratique d'application de la RCM*. Hermès Éditions, 1996, 666 p.
- Villemeur A. – *Sûreté de fonctionnement des systèmes industriels. Fiabilité-Facteurs humains-Informatisation*. «Collection de la Direction des Études et Recherches d'Électricité de France», Éditions Eyrolles, 1988, p. 121-141.

INSTRUCTIONS AUX AUTEURS

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

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

Françoise HOMAND
École de Géologie (ENSG)
BP 40
54500 Vandœuvre-lès-Nancy

Denis FABRE
Chaire de géotechnique
2, rue Conté
75141 Paris CEDEX 03

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

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

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

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

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

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

Les équations seront numérotées entre parenthèses après l'équation.

On utilisera les unités SI.

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

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

- pour les ouvrages : titre en italique, le reste en romain ;
- pour les revues et actes de conférences publiés : titre de la revue ou de la conférence en italique, le reste en romain ;
- pour les rapports internes et les thèses : texte tout en romain.

Par exemple :

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

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

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

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

