

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

AVEC LA PARTICIPATION DES COMITÉS FRANÇAIS DE
MÉCANIQUE DES SOLS
MÉCANIQUE DES ROCHES
GÉOLOGIE DE L'INGÉNIEUR

N° 142

38 €

1^{er} TRIMESTRE 2013

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

Sommaire



REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE
N° 142
1^{er} trimestre 2013

- Méthode H/V en géotechnique. Application à un modèle bicouche**
S. BRÛLÉ, E. JAVELAUD 3
-
- Modélisation 3D du creusement de tunnel par tunnelier à front pressurisé dans les sols surconsolidés**
R. DEMAGH, F. EMERIAULT, R. KASTNER 17
-
- Optimisation de mélange amortissant par essais d'impact en laboratoire**
PH. REIFFSTECK, J.-L. TACITA, S. FANELLI 27
-
- Estimation des propriétés mécaniques à long terme des sédiments de Dunkerque traités à la chaux ou au ciment**
N.E. ABRIAK, D. WANG, R. ZENTAR 39
-
- Mesure et prédiction des chemins de drainage-humidification. Application à l'argile d'un noyau de barrage**
M. DERFOUF, M.A. ALLAL, N. ABOU-BEKR, S. TAÏBI 49
-

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).

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Directeur de publication : Bruno BIEDER

Rédacteur en chef : Philippe MESTAT (IFSTTAR)

Co-rédacteurs en chef : Denis FABRE (CNAM), Frédéric PELLET (INSA, Lyon)

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), 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 2013 (numéros 142-145) franco : 140 €

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 des Ponts et chaussées

15, rue de la Fontaine-au-Roi, 75127 Paris Cedex 11 – Tél. : 01 44 58 27 40

presses.ponts@mail.enpc.fr

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

N° d'imprimeur : 163076. Dépôt légal : avril 2014

Méthode H/V en géotechnique. Application à un modèle bicouche

S. BRÛLÉ
E. JAVELAUD

MÉNARD
2, rue Gutenberg
91620 Nozay, France

Résumé

L'avènement des Eurocodes au statut de normes européennes pour les règles constructives du bâtiment et du génie civil, conduit à l'écriture ou à la refonte des normes d'application nationale. Depuis 2010, la norme EN 1998 ou Eurocode 8 a engendré une révision de la réglementation française en matière de cartographie de l'aléa sismique ainsi que la définition des paramètres intervenant dans la justification des ouvrages à risque normal et à risque spécial. La vitesse des ondes de cisaillement est privilégiée pour la classification des sols, donc dans la définition des spectres réglementaires de réponse élastique. L'acte de construire impose la définition d'une classe de sol pertinente à partir des investigations réalisées. C'est en vertu de sa commodité de mise en œuvre que la mesure du bruit de fond sismique dont découle la méthode « H/V » a été testée pour estimer la période fondamentale T_0 des sols dans une finalité géotechnique. La méthode existe depuis une vingtaine d'années et a connu son essor dans les travaux de recherche fondamentale en sismologie comme le projet SESAME en Europe dont certains des résultats ont servi de support théorique à cet article. Dans des conditions d'usage restrictif, comme pour les modèles de sol bicouche avec un net contraste d'impédance entre les deux formations, il est possible de pré-caractériser une classe de sol au sens de la norme EN 1998.

Mots-clés : méthode H/V, bruit de fond, Eurocode 8, classification des sites.

H/V method in geotechnical engineering. Application to a two layers model

Abstract

The implementation of the Eurocodes which have the status of European standards for the constructive rules for buildings and civil engineering, led to the writing or to the revision of the national standards. Since 2010, the standard EN 1998 or Eurocode 8 engendered a revision of the French regulations in seismic hazard mapping as well as the values of the parameters occurring in the design of normal and special seismic risk projects. The shear wave velocity values V_s is the more important criteria for ground type definition and so for the elastic spectrum. Building project needs representative ground type definition based on investigations. That's the reason why the horizontal to vertical spectral ratio seismic ambient noise method was tested to estimate the ground fundamental period T_0 in a geotechnical purpose, by virtue of its ease of use. The method exists since about twenty years and was concerned with a significant development these last years at instigation of the seismological research SESAME project in Europe. Some of the SESAME conclusions were used as theoretical support to this article. In conditions of restrictive use, as for two soil layers models with a net acoustic impedance contrast, it is possible to pre-characterize the ground type in the sense of the standard EN 1998.

Key words: H/V method, microtremor, Eurocode 8, site classification.

La réglementation française en matière de justification aux séismes des ouvrages courants a évolué en 2011 avec les mises en application d'un nouveau zonage sismique de la France (décrets n° 2010-1254 et n° 2010-1255 du 22 octobre 2010, arrêté du 22 octobre 2010, arrêté du 19 juillet 2011) et de nouvelles règles constructives décrites dans les normes EN 1998 (2005), dites Eurocode 8. Ces règles prennent en compte la modification du mouvement sismique en surface dans les formations superficielles considérées comme pouvant être à l'origine d'effet de site se traduisant par une amplification du signal et un allongement de la durée de celui-ci.

La définition des spectres de réponse élastiques est avant tout sismologique. Elle traduit le phénomène physique de mise en résonance des bassins sédimentaires par une compilation d'accélérogrammes et de modélisations numériques. Ces spectres sont dépendants notamment de paramètres, tels que la vitesse des ondes de cisaillement V_s , l'épaisseur H de remplissage sédimentaire et l'amortissement ξ_s du sol. C'est ainsi que le principal paramètre retenu est le profil de vitesse des ondes de cisaillement dans les formations superficielles, idéalement jusqu'au substratum sismique lorsque des études particulières sont réalisées, sinon limité à 30 m pour identifier les sols selon la classification proposée dans le document : sols de classe A à E et S_1 et S_2 (tableau I).

Plusieurs méthodes géophysiques fondées sur l'analyse des ondes sismiques sont utilisées pour obtenir un profil de vitesse des ondes de cisaillement. Il peut s'agir des méthodes ponctuelles en forage comme le *cross hole*, *up hole*, *down hole* (Semblat et Pecker, 2009). Pour couvrir des surfaces plus importantes, citons les méthodes sismiques à base de réflexion et réfraction, ainsi que des méthodes relatives à l'inversion de la dispersion des ondes de surface telles que l'analyse spectrale des ondes de surface ou SASW (Fabriol *et al.*, 1998) et l'analyse multi-canaux des ondes de surface ou MASW (Park *et al.*, 1999 ; Bard *et al.*, 2009). Sont également développées des méthodes fondées sur l'enregistrement de bruit de fond sismique dont la méthode H/V moncapteur ou en réseau (Cornou et Wathelet, 2007). Ces méthodes peuvent être combinées selon l'objectif de l'étude. Leur utilisation dépend du caractère ponctuel ou étendu de l'analyse, de la profondeur d'investigation ou du degré de précision recherché. Dès les études préalables, les projets

constructifs nécessitent la prise en compte d'une classe de sols représentative du contexte géologique au sens de la norme EN 1998. Cette classification est établie sur la base des vitesses des ondes de cisaillement, soit un paramètre défini dans une gamme de déformation plus petite ($\epsilon < 10^{-4}$) que celle des reconnaissances mécaniques *in situ* comme les essais au pressiomètre et les essais au pénétromètre statique ($\epsilon > 10^{-4}$). L'extrapolation de résultats d'investigations mécaniques peu profondes à l'ensemble des matériaux constitutifs d'un bassin sédimentaire et l'usage de relations pour obtenir des paramètres en petites déformations à partir d'essais mécaniques peuvent conduire à des erreurs de classification des sols (Brûlé *et al.*, 2010a). Rappelons que les conséquences d'une classification inadaptée sont plus significatives avec la norme EN 1998 qu'avec les anciennes règles dites PS92 (norme NF P 06-013, 1995), car les spectres sont plus contrastés d'une classe de sol à l'autre.

Cet article présente les possibilités d'utilisation de la méthode géophysique du bruit de fond sismique moncapteur (Nakamura, 1989 ; Konno et Ohmachi, 1998 ; Projet SESAME, 2005 ; Haghshenas *et al.*, 2008), pratique à mettre en œuvre sur le terrain car les moyens d'acquisition sont légers. L'intérêt de cette méthode est notamment de révéler la fréquence propre d'un site. Ce résultat peut contribuer à la définition de paramètres en petites déformations pour un modèle bicouche constitué d'une formation superficielle homogène reposant sur substratum rigide, lorsque des conditions d'épaisseur de sol et de contraste d'impédance sismique sont réunies. Si l'épaisseur de sol est connue, une première valeur de vitesse des ondes de cisaillement peut être estimée. Cette méthode doit cependant être réalisée par des spécialistes et toujours être couplée aux données géologiques ou aux sondages mécaniques existants. Après le rappel des phénomènes physiques et le cadre réglementaire français, la méthode du bruit de fond sismique est développée dans des conditions restrictives d'usage. En première publication dans ce type d'application, trois exemples sont présentés. Le premier concerne l'estimation de la vitesse des ondes de cisaillement d'une formation superficielle. Le second montre l'usage de la méthode pour une pré-caractérisation des classes de sol pour différents sites éligibles pour recevoir un projet constructif. Enfin, le dernier cas concerne la détermination de la période fondamentale T_0 d'un bassin alluvionnaire.

TABLEAU I Classification des sols selon la norme EN 1998.
Ground types according standard EN 1998.

Classe de sol	Description lithologique	$V_{s,30}$ (m/s)
A	Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant	> 800
B	Dépôts raides de sables, de graviers ou d'argiles sur-consolidées, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur	360 – 800
C	Dépôts profonds de sables de densité moyenne, de graviers ou d'argiles moyennement raides ayant des épaisseurs de quelques dizaines à quelques centaines de mètres	180 – 360
D	Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant une majorité de sols cohérents mous à fermes	< 180
E	Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs de V_s de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec $V_s > 800$ m/s	
S_1	Dépôts composés, ou contenant, une couche d'au moins 10 m d'épaisseur d'argiles molles/vases avec un indice de plasticité élevé ($PI > 40$) et une teneur en eau importante	< 100
S_2	Dépôts de sols liquéfiables d'argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes A à E ou S_1	

Phénomènes et enjeux

1.1

Contexte sismique

La rupture d'une faille engendre des ondes sismiques qui se propagent dans la Terre puis interagissent avec les structures naturelles et anthropiques (Fig. 1).

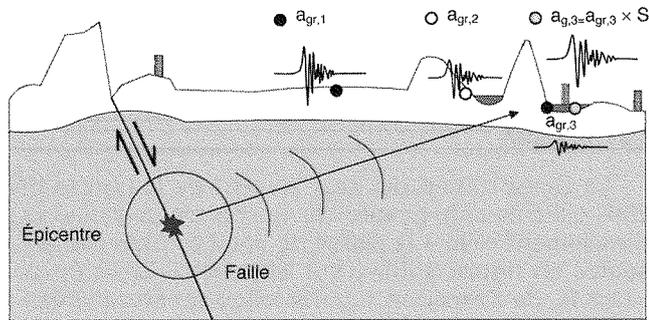


FIG. 1 Schéma de principe décrivant la rupture d'une faille qui engendre des ondes sismiques dont l'amplitude varie en particulier avec la distance épacentrale ($a_{gr,3} < a_{gr,2} < a_{gr,1}$) et selon les conditions géologiques locales ($a_{g,3} > a_{gr,3}$). S représente l'augmentation de l'accélération due à l'effet de site.

Block diagram describing the fault disruption involving seismic waves whose amplitude vary with the epicentral distance ($a_{gr,3} < a_{gr,2} < a_{gr,1}$) and local geological features ($a_{g,3} > a_{gr,3}$).

L'amplitude des mouvements vibratoires générés en surface au rocher par les séismes dépend essentiellement de la source (magnitude de moment M_w), du type de mécanisme au foyer, de la distance épacentrale et des matériaux traversés. Pour les ouvrages à risque normal, les décrets et arrêté du 22 octobre 2010 complétés par celui du 19 juillet 2011 précisent le zonage sismique du territoire français et les accélérations de référence a_{gr} à considérer en tout lieu du territoire national pour le dimensionnement de structures fondées au rocher. Les mouvements sismiques sont par ailleurs modifiés en surface lors de leur interaction avec les conditions topographiques (effet de site topographique) et les formations superficielles (effet de site lithologique) ce qui entraîne des phénomènes d'amplification/de déamplification qui peuvent être très importants, avec d'éventuels allongements de la durée du signal. A titre d'exemples, nous citons le village de Rognes (Bouches-du-Rhône, France) pour lequel les dommages furent plus sévères pour certains ouvrages en haut de relief lors du séisme de Lambesc en 1909 (Levret *et al.*, 1986) et l'amplification très importante du signal sismique au droit de la ville de Mexico (effet de site lithologique ; figure 1, avec $a_{g,3} > a_{gr,3}$) lors du séisme de 1985. Dans cet article, nous examinons la caractérisation de l'effet de site lithologique.

1.2

Phénomène physique de l'effet de site lithologique

L'amplification des ondes est peut-être due à leur piégeage dans les formations superficielles reposant sur un substratum (Fig. 2a). Le piégeage peut égale-

ment se produire entre la surface et une formation sous-jacente offrant une impédance $\rho_2 V_{s2}$ propice à la réflexion des ondes à l'interface (Fig. 2b). La notion de substratum est relative. Nous la réservons à une formation offrant un net contraste d'impédance avec les sols qui la recouvrent, constituant ainsi un puissant réflecteur sismique pour les ondes réfléchies en surface. Les études géotechniques définissent plutôt une surface en profondeur au-delà de laquelle les déformations générées sur les sols par l'ouvrage construit, sont faibles à négligeables. Ainsi, substratum « sismique » et substratum « géotechnique » ne sont pas nécessairement confondus. La notion de substratum géotechnique est relative. Elle correspond aux terrains en profondeur pour lesquels la déformation engendrée par la charge de l'ouvrage est négligeable.

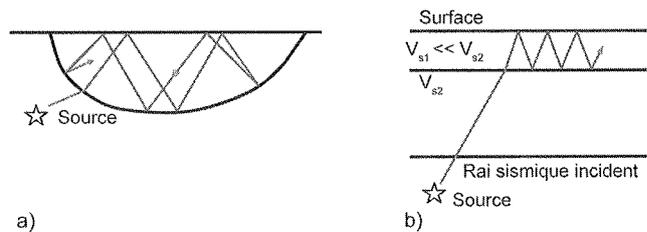


FIG. 2 Schéma de principe du piégeage des ondes avec analogie optique du rai incident et réfléchi. a) Piégeage à l'échelle d'un bassin sédimentaire. b) Piégeage dans une formation superficielle, avec V_{s1} et V_{s2} les vitesses des ondes de cisaillement dans les formations 1 et 2.

Diagram describing the wave entrapment compared with an incident and reflected optical ray. a) Wave entrapment in a sedimentary basin. b) Wave entrapment in superficial layers with V_{s1} and V_{s2} respectively the layers 1 and 2' shear wave velocities.

Dans les deux sous-paragraphes qui suivent, le phénomène physique 1D ou 2D/3D de l'effet de site est rappelé mais l'article vise exclusivement les contextes se ramenant au cas 1D.

1.2.1

Phénomène 1D

Pour des formations dont la stratification est à dominante horizontale (structure 1D), les effets de piégeage concernent essentiellement les ondes incidentes de volume, effectuant des réflexions successives entre la surface et un réflecteur sismique en profondeur. A partir de la fonction de transfert complexe, dans le cas d'une bicouche horizontale et pour des ondes S incidentes verticalement dans un milieu mono-dimensionnel, la fréquence du sol pour le premier mode fondamental de vibration F_0 est donnée par la relation suivante (1) :

$$F_0 = \frac{V_{s1}}{4H} \quad (1)$$

où V_{s1} et H sont respectivement la vitesse des ondes de cisaillement et l'épaisseur de la couche superficielle.

Effets géométriques : phénomènes 2D et 3D

L'effet de site lithologique peut être fortement amplifié lorsque les bassins sédimentaires ont des géométries 2D/3D, en raison en particulier des ondes de surface générées, et qui se propagent et se réfléchissent en bordure de bassins. Ces dernières deviennent dominantes dans certaines géométries 3D et conduisent à une augmentation importante de l'accélération du sol et de la durée du signal. Ces phénomènes sont particulièrement présents dans les vallées encaissées et dans les sites ayant des géométries 3D. Des études détaillées ont été lancées en France pour certaines villes qui présentent des effets de site majeurs. Ce sont par exemple les cas de Grenoble, d'Annecy, de Nice ou de Lourdes (Guéguen, 2009). L'étude détaillée des effets de site nécessite d'avoir une bonne connaissance géomorphologique et géologique des zones étudiées, ainsi qu'un modèle géophysique réaliste des formations superficielles et du substratum sismique présents. Un paramètre fondamental est la connaissance du profil de vitesse des ondes de cisaillement V_s .

Dans le cadre de cet article, nous examinons spécifiquement les effets de site 1D. Pour s'assurer que la profondeur des formations superficielles dans les vallées est suffisamment faible par rapport à leur extension latérale pour que l'on puisse considérer que le cas est de résonance 1D, Bard et Bouchon proposèrent en 1985 un rapport de forme en deçà duquel l'amplification est de nature 1D (Bard et Bouchon, 1985). Par ailleurs, une fréquence propre homogène sur toute la largeur d'une vallée peut être un signe d'effet de site 2D tel que le rappelle Rénalier dans sa thèse de 2010 (Rénalier, 2010). Le guide de bonnes pratiques SESAME (2005) suggère également des méthodes pour détecter les effets de site 2D/3D.

1.3

Effet de site : prise en compte du phénomène dans la norme EN 1998 ou Eurocode 8

La prise en compte de l'effet de site lithologique se fait, dans la réglementation française 2011 et pour les ouvrages à risque normal (EN 1998, 2005), selon les approches suivantes :

- lorsqu'un plan de prévention des risques naturel sismique (PPR sismique) existe, il s'impose. Les PPR sismiques déjà réalisés ou en cours d'élaboration concernent essentiellement des communes à topographie et géomorphologie complexe, et prennent en compte les effets de site lithologique. La base de données GASPARG consultable sur Internet (<http://macommune.prim.net/gaspar/index.php>) recense les différents PPR sismiques existants ou en préparation ;
- au sens de la norme EN 1998, des études particulières doivent être réalisées pour les sols de classes S_1 et S_2 (Tableau I) car les spectres de réponse élastique ne sont pas proposés.

Pour les autres classes de sol (hors classes S_1 et S_2), les études particulières sont autorisées pour définir les spectres de réponse. Cependant, la norme EN 1998 propose une prise en compte des effets de site fondée sur la définition de cinq classes de sol (A, B, C, D et E). Le paramètre principal reste la vitesse des ondes

de cisaillement donnée pour une gamme de distorsion inférieure ou égale à 10^{-5} , utilisée selon le nombre de couches de sols en moyenne harmonique sur les 30 premiers mètres depuis la surface ($V_{s,30}$), indépendamment de la profondeur du substratum sismique. Il est rappelé en (2) la valeur moyenne de la vitesse des ondes de cisaillement sur les 30 premiers mètres $V_{s,30}$ paramètre jugé suffisant pour caractériser les effets de site selon la norme EN 1998.

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{V_{si}}} \quad (2)$$

1.4

Les enjeux

La classification des sols au sens de la norme EN 1998 est très engageante car le spectre de calcul est directement relié à la classe de sol. Les trois cas présentés en figure 3 illustrent les enjeux. Trois épaisseurs H_1 de formation superficielle sont considérées : 4, 14 et 25 m. Pour chaque cas, les classes de sol ainsi que les spectres de réponses élastiques associées sont présentés selon l'approche des Règles PS92 et EN 1998. Deux constatations sont à faire pour ce cas simplifié de modèle bicouche : la seule variation latérale d'épaisseur du sol 1 modifie la classe de sol et le contraste des spectres de réponses est plus significatif avec la norme EN 1998 qu'aux Règles PS92. L'effet d'une classification erronée des sols donc d'un dimensionnement inadapté des structures se trouve accentué avec la norme EN 1998. Dans ce contexte, la méthode H/V peut être utilisée comme un outil pratique pour aider à la classification des sols.

2

Méthode H/V

Différentes méthodes géophysiques existent pour mesurer la vitesse des ondes de cisaillement dans les sols. Le lecteur intéressé trouvera une description des principales méthodes classiquement utilisées dans des ouvrages spécialisés (Cornou et Wathelet, 2007 ; Pecker et Semblat, 2009).

2.1

Choix de la méthode H/V

Le bruit de fond est constitué de bruits aléatoires et périodiques dus aux activités humaines et naturelles. Les niveaux d'accélération en jeu sont très faibles. Ils sont de l'ordre de 10^{-5} à 10^{-3} m/s² à comparer à l'accélération des séismes réglementaires en France, comprises entre 1 à 4,5 m/s². L'origine du bruit de fond est aujourd'hui discutée par de nombreux auteurs qui l'attribuent en proportions variables aux ondes de volumes et/ou de surfaces (Nakamura, 1989 ; Bonnefoy-Claudet, 2004).

La mesure du bruit de fond sismique pratiquée avec un capteur unique montre son intérêt dans une démarche de pré-caractérisation des classes de sol dans le cadre des études sismiques quelle que soit la taille du projet. Cette méthode, introduite par Nakamura en 1989, permet de déterminer la fréquence

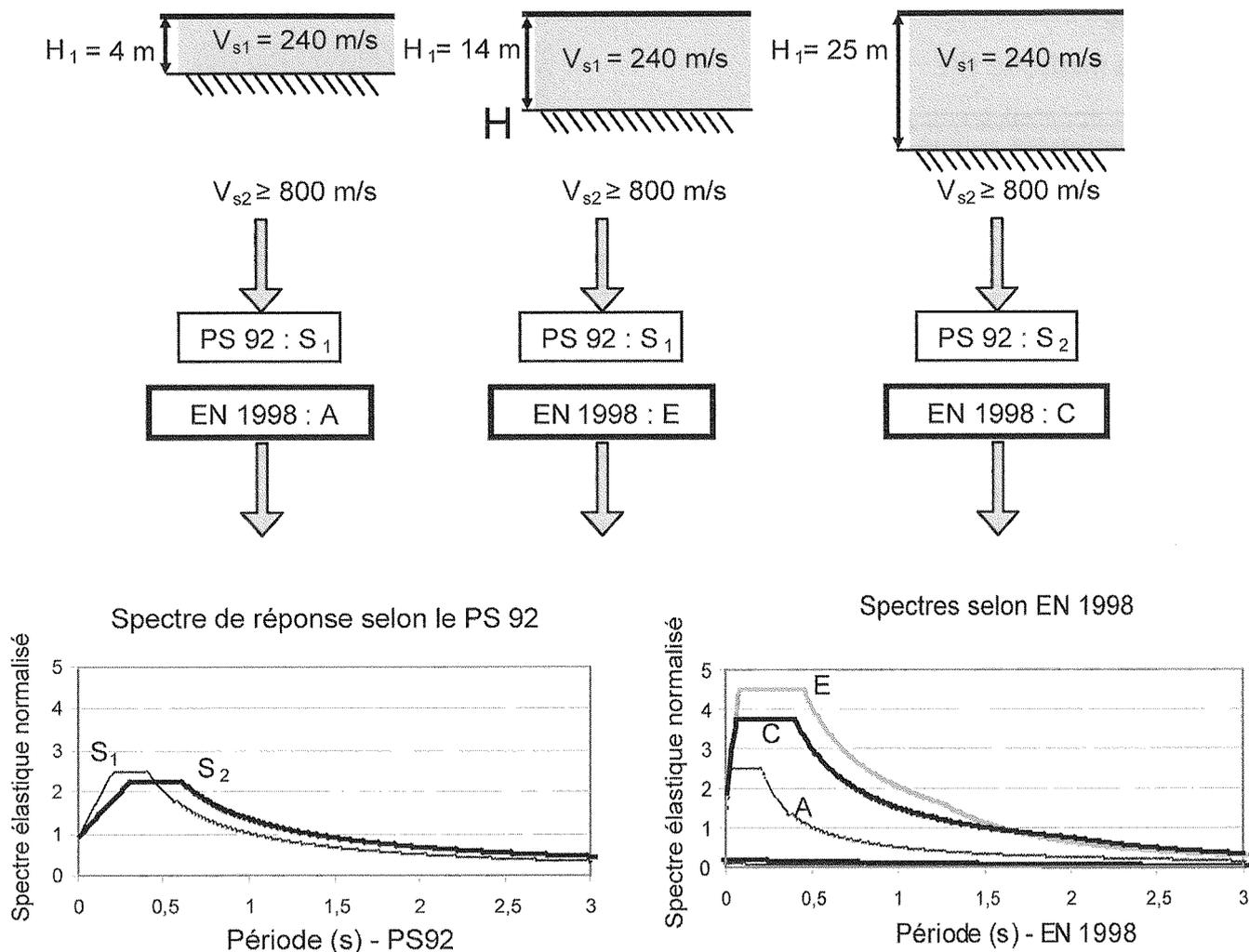


FIG. 3 Effet de la variation d'épaisseur d'une couche superficielle (V_{s1} de 240 m/s) surmontant un substratum rocheux ($V_{s2} > 800$ m/s) sur la classe de sol et le spectre de réponse normé calculé avec un amortissement de 5 %, selon deux règlements (Règles PS92 et EN 1998). EN 1998, cas d'un bâtiment de catégorie d'importance II. PS92, cas d'un bâtiment de classe B.
 Impact of the fluctuation of the superficial layer thickness ($V_{s1} = 240$ m/s) laying on the bedrock ($V_{s2} > 800$ m/s) on the ground type and on the corresponding elastic spectrum. The value of the damping ratio is 0.05 according to the French PS92 rules and EN 1998. Specific category of the building is II according to EN 1998, en B according to PS92.

propre F_0 (Nakamura, 1989 ; Haghshenas *et al.*, 2008) d'un site (Fig. 4) et de vérifier ainsi le risque de résonance sol-structure. Dans le cas de site 1D, et lorsque l'épaisseur de formation superficielle H reposant sur un substratum sismique est connue, elle permet également d'estimer la vitesse V_s des ondes de cisaillement de la formation superficielle. Enfin, dans certains cas, la classe de sol peut être déterminée simplement en utilisant la valeur de V_s calculée à partir de (1) et connaissant H . La méthode H/V doit cependant être pratiquée par des spécialistes et toujours être couplée aux données géologiques ou aux sondages mécaniques existants. Les moyens d'acquisition sont légers et le nombre de points mesurés peut être multiplié sur des surfaces importantes pour apprécier l'évolution latérale des caractéristiques des sols en petite déformation. Ainsi, dans le domaine des petites déformations du signal sismique (hypothèse d'un milieu élastique), des valeurs de module de cisaillement G peuvent être prises en compte dans les études préalables.

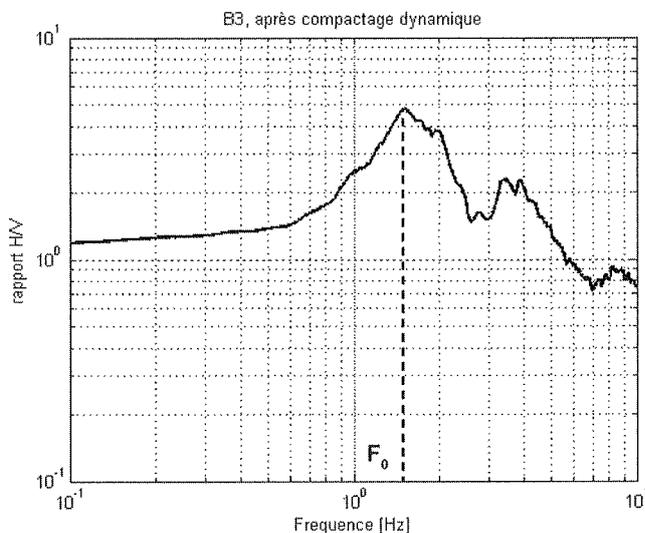


FIG. 4 Détermination de F_0 après rapport des deux composantes horizontales sur la composante verticale des amplitudes spectrales du bruit sismique enregistré.
 Identification of F_0 using seismic noise record and horizontal to vertical spectral ratio.

Principe la méthode H/V

Avec un appareil manu-portable, la méthode consiste à enregistrer le bruit ambiant depuis la surface du sol, puis à effectuer le rapport de la moyenne des deux composantes horizontales sur la composante verticale des amplitudes spectrales du bruit sismique enregistré. En un point de mesure, l'opérateur enregistre le bruit de fond sur des durées suffisantes en fonction du contrôle qualité imposé et sélectionne ensuite des fenêtres d'enregistrement à partir desquelles l'analyse des rapports spectraux sera réalisée.

L'impédance sismique pour les ondes de cisaillement se définit comme le produit de la vitesse V_s (m/s) par la masse volumique ρ (kg/m³) du milieu de propagation.

Dans le cas de site 1D présentant un fort contraste d'impédance A entre les sols de recouvrement et le substratum rocheux (3), l'application de la méthode H/V dite de Nakamura (Nakamura, 1989) donne une bonne estimation de la fréquence prédominante du site F_0 (Haghshenas *et al.*, 2008).

$$A = \frac{\rho_2 \cdot V_{s2}}{\rho_1 \cdot V_{s1}} \quad (3)$$

Connaissant l'épaisseur de formations superficielles jusqu'au substratum sismique, la vitesse des ondes de cisaillement V_s de la couche superficielle peut être estimée par application de l'équation (1) : $V_s = 4 \cdot H \cdot F_0$.

Les conditions de bonne mise en œuvre de la méthode H/V ont été précisées dans le cadre du projet européen SESAME (2005). La mesure du bruit de fond sismique pratiquée avec un capteur unique présente un intérêt en phase préliminaire en complément de l'analyse géologique et géotechnique, dans une démarche de pré-caractérisation des classes de sol dans le cadre des études sismiques.

Les avantages de la mesure du bruit de fond avec un seul capteur résident dans la simplicité de l'appareillage, dans le caractère manu-portable des équipements et dans l'obtention rapide d'une première information sur les fréquences dominantes du sol sans passer par des étapes de traitement du signal nécessitant une compétence et une expérience aussi affirmées que pour d'autres techniques de mesure des ondes sismiques. Cependant, une recherche d'interprétation plus avancée des résultats requiert le concours de personnels qualifiés.

2.3

Modèle bicouche

L'application de la méthode H/V est limitée dans notre analyse au cas du modèle bicouche (Fig. 5). La technique montre son efficacité pour identifier la valeur F_0 quand le rapport d'impédance A , entre les deux sols considérés, est contrasté, à savoir égal au moins à 4 (SESAME, 2005).

Considérons un sol 1 reposant sur un substratum tel que $V_{s2} > 800$ m/s, ce dernier répondant aux critères d'un sol de classe A selon la norme EN 1998. La fréquence fondamentale du sol 1 étant déterminée par l'expression $V_s = 4 \cdot H \cdot F_0$, il est possible de produire un abaque à trois paramètres : H , V_{s1} et F_0 . Cet abaque permet, connaissant deux des trois paramètres, d'esti-

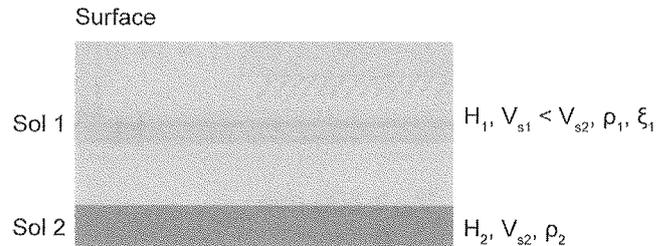


FIG. 5

Modèle de sol bicouche retenu avec H , l'épaisseur de sol, V_s , la vitesse des ondes de cisaillement, ρ , la masse volumique et ξ , l'amortissement.

Two layers model with H , the soil thickness, V_s , wave velocity, ρ , the density and ξ , the damping ratio.

mer le troisième par lecture directe (Fig. 6). Dès les études préalables, les sondages mécaniques peuvent fournir la valeur de H_1 et la mesure du bruit de fond, F_0 . La connaissance de F_0 permet d'estimer une valeur de la vitesse des ondes de cisaillement et de statuer sur la résonance potentielle de l'ouvrage projetée avec le sol. Par exemple, pour une épaisseur identifiée de 35 m de matériaux alluvionnaires par un sondage de la Banque de données du sous-sol (BSS) du Bureau de recherches géologiques et minières, avec la mesure d'un pic de fréquence à 2 Hz, soit une période T_0 de 0,5 s, il convient de considérer une valeur moyenne de V_s à 280 m/s, soit un sol de classe C à l'Eurocode 8 pour cette gamme d'épaisseur et de vitesse. Sur ce même sol, examinons à présent un cas de résonance potentielle.

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} \quad (4)$$

En utilisant l'expression (4) de la norme EN 1998 pour obtenir une valeur approchée de la période fondamentale de vibration T_1 d'un bâtiment de hauteur H inférieure à 40 m, à portiques spatiaux en béton ($C_1 = 0,075$), nous voyons que pour des ouvrages d'environ 12,5 m de hauteur (3 à 4 étages), la période T_1 vaut 0,5 s, valeur égale à la période fondamentale T_0 . Dans ce cas la méthode H/V permet d'identifier rapidement les cas critiques de résonance au stade d'une étude préalable.

2.4

Logigramme pour utilisation de la méthode H/V dans le cas d'un modèle bicouche

Un logigramme est présenté en figure 7 afin de résumer la démarche envisageable pour le cas d'un modèle bicouche et 1D.

3

Cas d'étude

Trois exemples sont présentés dans les paragraphes suivants. Ils sont le résultat d'études menées en marge de travaux de renforcement ou d'amélioration de sol pour des projets de construction de bâtiments à risque normal. Dans les trois cas, nous avons considéré être en présence d'une configuration de sol bicouche avec un modèle 1D représentatif du contexte géologique. Le

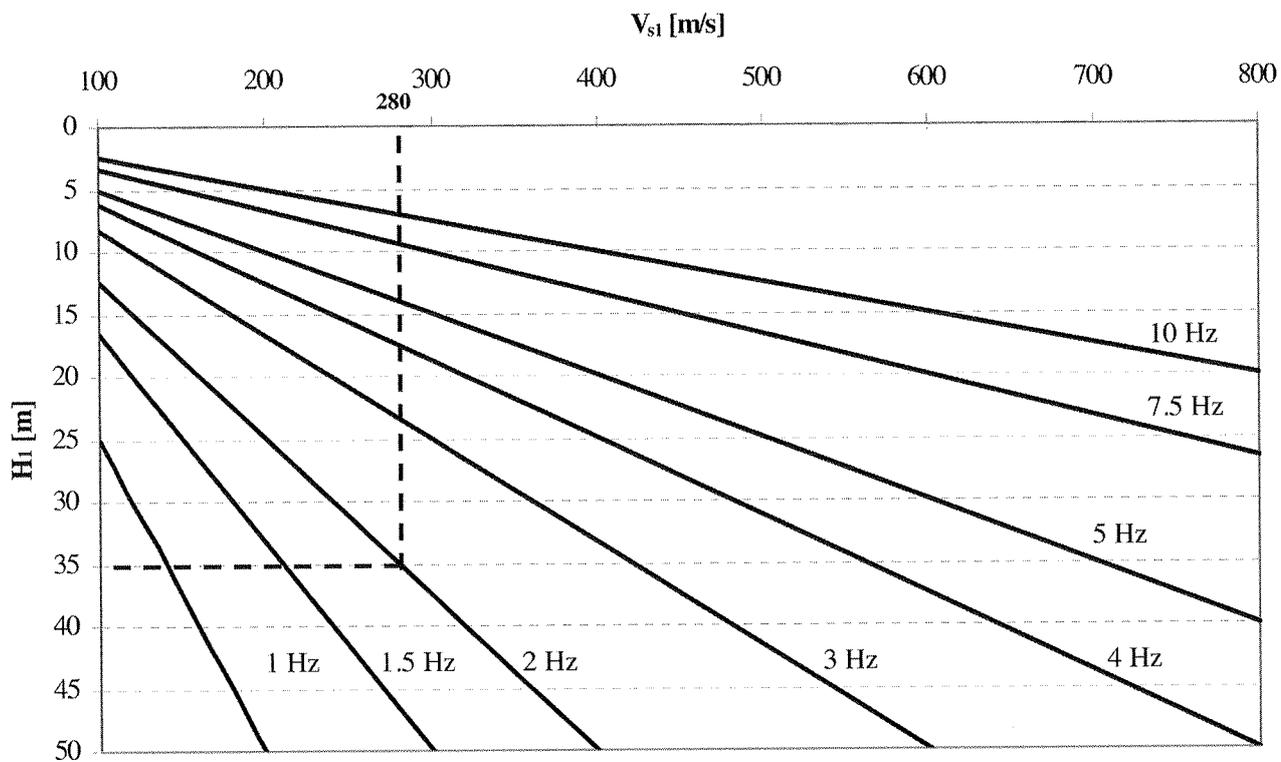


FIG. 6 Abacus (H_v, V_{s1}, F_0) pour un modèle de sol bicouche tel que $\rho_2 \cdot V_{s2} / \rho_1 \cdot V_{s1} > 4$.
Abacus (H_v, V_{s1}, F_0) for a two layers model in case of $\rho_2 \cdot V_{s2} / \rho_1 \cdot V_{s1} > 4$.

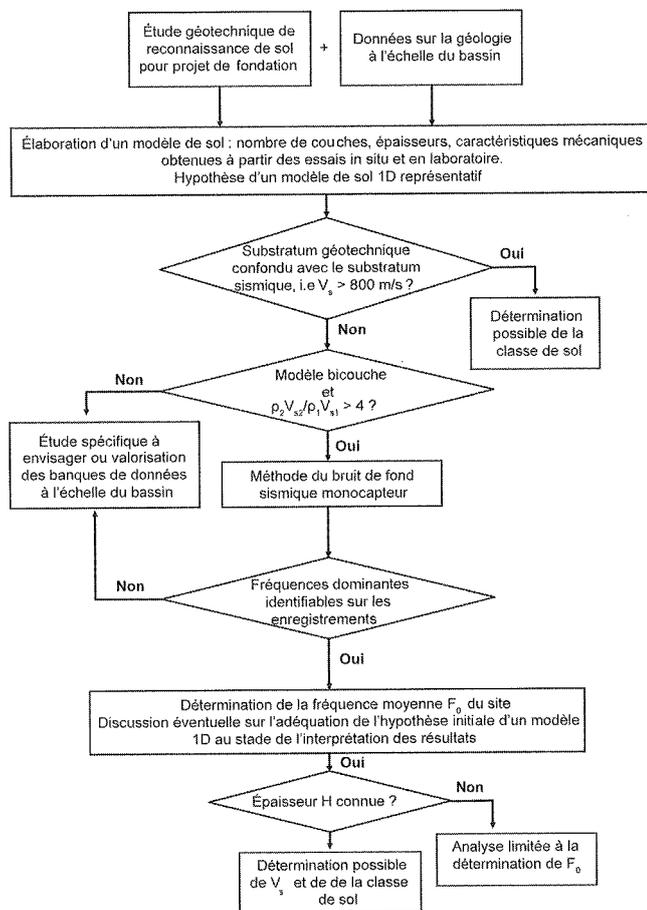


FIG. 7 Principe de l'utilisation conjointe de la mesure du bruit de fond à l'étude géotechnique pour un modèle de sol bicouche.

Process flowchart describing the seismic ambient noise measurement coupled with geotechnical study in case of a two layers model.

premier exemple présente la recherche de valeurs de V_{s1} pour un site à Annemasse (Haute-Savoie, France), le deuxième, l'utilisation de la mesure du bruit de fond sismique pour sélectionner le site le plus adapté au projet (vallée du Rhône, France), le troisième illustre l'intérêt de la détermination de la période fondamentale T_0 du sol à Givors (Rhône, France). Ces mesures ont été réalisées pour parfaire notre compréhension de la méthode H/V et de ses limites d'application. Elles n'ont pas eu d'incidences sur le dimensionnement des ouvrages.

3.1

Appareillage

Les capteurs utilisés pour enregistrer le bruit de fond sismique sont des vélocimètres semblables ou dérivés de ceux classiquement utilisés en sismologie. Il en existe de différents types, ayant en particulier des bandes passantes de largeur variable. La connaissance du contexte géologique importe dans le choix du capteur car de manière générale la fréquence fondamentale d'un bassin diminue lorsque sa profondeur augmente. Pour les applications de la méthode H/V en géotechnique, l'épaisseur de formation superficielle sera généralement faible, et la fréquence fondamentale relativement élevée. Pour les exemples présentés dans cet article, elle est toujours supérieure à 1 Hz. Plusieurs chaînes d'acquisition ont été testées lors du projet SESAME afin de contrôler leur capacité à fournir des signaux de qualité suffisante pour que la méthode H/V puisse être appliquée. Les vélocimètres ayant une fréquence de coupure à 0,2 Hz (Guillier *et al.*, 2008), voire même 1 Hz (Strollo *et al.*, 2008) sont considérés comme adaptés à l'acquisition de signaux dans la plage de fréquence allant de 0,1 à 20 Hz.

Deux types de vélocimètres ont été utilisés dans cet article : le capteur trois composantes Lennartz Le 3D 5 s (fréquence de coupure 0,2 Hz) associé à une station d'acquisition Cityshark et le capteur trois composantes Micromed Tromino version « V30 et risques sismiques » de fréquence propre de quelques Hertz corrigée numériquement par le logiciel joint à l'instrument. La capacité de ce second instrument à fournir des spectres H/V fiables a été confirmée lors de mesures réalisées par les deux sismomètres sur le site de Givors où la fréquence fondamentale vaut 1,4 Hz (voir exemple traité en § 3.4).

3.2

Estimation de la vitesse des ondes de cisaillement V_{s1} de formations superficielles

Les premières applications de la méthode H/V en France pour estimer la vitesse des ondes de cisaillement de formations superficielles pour des projets courant d'amélioration de sol remonte à 2009 (Brûlé *et al.*, 2009). Il s'agissait de la construction d'un centre hospitalier en Haute-Savoie (France) sur un site dont la géologie est constituée de formations argilo-caillouteuses de compacité moyenne à bonne et d'épaisseur variable, surmontant des moraines consolidées. L'épaisseur de recouvrement est parfaitement connue au droit du projet car plusieurs milliers de forages ont été réalisés avec un maillage moyen de 2,2 x 2,2 m lors

de la réalisation du renforcement de sol préalable à l'édification de la structure. Ce type de renforcement consiste à réaliser des inclusions cylindriques de béton selon des maillages adaptés pour améliorer la portance et/ou réduire la déformation verticale des sols sous la charge du projet. L'objectif ici était de confirmer la classe de site au sens des Règles PS92, document alors en vigueur au moment de la réalisation de l'ouvrage, et retenue lors de l'étude géotechnique sans mesure directe des caractéristiques du sol en petites déformations. L'enjeu du contrôle était de s'assurer que la structure serait dimensionnée avec le bon spectre de réponse.

La géologie du site étant bien définie (lithologie et épaisseur de recouvrement) et le contexte étant propice au contraste d'impédance recherché, une campagne de mesures de bruit de fond a été réalisée, puis la fréquence propre F_0 du site a été déterminée en chaque point de mesure par application de la méthode H/V (Nakamura, 1989). Le tableau II définit les conditions d'acquisition des mesures et le tableau III présente les épaisseurs de formations superficielles ainsi que les fréquences propres F_0 déterminées aux points de mesure. Bien que l'épaisseur de formations superficielles H_1 soit fortement variable au droit des points de mesure (de 3,5 m à 10,8 m) et que la fréquence F_0 déterminée varie également largement (de 4,4 à 15 Hz), le produit $V_s = 4.H_1.F_0$ est constant et voisin de 200 m/s. Le sol était ainsi de catégorie C (Norme NF P 06-013, 1995) après estimation de la valeur de V_{s1} avec l'équation (1).

TABLEAU II Paramètres de mesure du bruit de fond sismique au droit du projet d'Annemasse.
Seismic noise recording parameters at Annemasse.

Point	Localisation		Date de l'acquisition	Durée d'acquisition	Fréquence d'échantillonnage	Couplage capteur/sol	Conditions météorologiques (vent/pluie)
	Latitude Nord en degrés décimaux	Longitude Est en degrés décimaux					
3	46,140792	6,319058	09/02/2009	20 min	100 Hz	Sur dalle béton	Oui/oui
4			30/04/2009	20 min	100 Hz	-	Non/non
5			30/04/2009	20 min	100 Hz	-	Non/non
6			30/04/2009	20 min	100 Hz	-	Non/non
7a			30/04/2009	20 min	100 Hz	-	Non/non
7b			30/04/2009	10 min	100 Hz	Sur radier béton	Non/non

TABLEAU III Paramètres de traitement et résultats des mesures de bruit de fond sismique à Annemasse.
Seismic noise recording processing parameters and results at Annemasse.

Point	Filtre	Conformité aux critères Sésame	H_1 (m)	F_0 (Hz)	V_{s1} (m/s)
3	Konno et Ohmachi, paramètre b = 40	Oui	10,8	4,4	190
4	Konno et Ohmachi, paramètre b = 40	Oui	4,5	11	198
5	Konno et Ohmachi, paramètre b = 40	Oui	3,5	13,5	189
6	Konno et Ohmachi, paramètre b = 40	Oui	4,4	11,5	202
7a	Konno et Ohmachi, paramètre b = 40	Oui	3,6	15	216
7b	Konno et Ohmachi, paramètre b = 40	Oui	3,6	13	187
				V_{s1} moyen	197 m/s

Par ailleurs, une mesure complémentaire de bruit de fond a été réalisée sur un affleurement morainique afin de s'assurer qu'il s'agit bien du substratum sismique. Pour ce cas, le rapport des deux composantes horizontales sur la composante verticale des amplitudes spectrales du bruit sismique ne permet pas de distinguer de pic à une fréquence particulière. Dans cette situation, le substratum géotechnique du projet est confondu avec le substratum sismique.

3.3

Variation de la classe de sol avec l'épaisseur H_1 : intérêt pour l'aménageur

La figure 3 citée en § 1.4 montre la variation de la classe de sol par simple modification des épaisseurs du sol de recouvrement. Les spectres de réponse élastique étant très différents et le coût de la construction parasismique aussi, l'intérêt d'un aménageur souhaitant implanter un projet est de retenir un sol de classes A ou C plutôt que E. Dans l'hypothèse de la recherche d'un terrain à bâtir, la campagne d'investigation géophysique peut se réduire à plusieurs points de mesure du bruit de fond sismique pour classer les sols. C'est dans cette logique que des mesures ont été effectuées en région lyonnaise (France), dans la plaine alluviale du Rhône avec une lithologie constituée d'alluvions surmontant un substratum morainique ou cristallophyllien.

Afin de préciser la vitesse des ondes de cisaillement V_s se propageant dans les sables et graviers, des mesures de bruit de fond ont été réalisées en quatre points de la vallée du Rhône (Fig. 8) où les conditions suivantes sont réunies : les sables et graviers (alluvions du Rhône) reposent directement sur le substratum sismique ; l'épaisseur des sables et graviers étant connue, cet agencement peut être simplifié par un modèle bicouche avec un contraste d'impédance suffisant pour déduire, de la fréquence fondamentale F_0 déterminée en surface par la méthode H/V, la vitesse moyenne des ondes de cisaillement dans la couche superficielle, donc la classe de sol.

Dans ce cas, l'information obtenue dans la Banque de données du sous-sol (BSS) a permis de sélectionner plusieurs sondages archivés pour lesquels le contexte géologique et la profondeur des formations sont précisément connus. Les sondages ont été repositionnés avec soin grâce à leurs coordonnées GPS, et des mesures de bruit de fond sismique ont été réalisées au droit de chacun d'eux. Les conditions d'acquisition sont détaillées dans le tableau IV et les rapports spectraux sont présentés en figure 9. La vitesse des

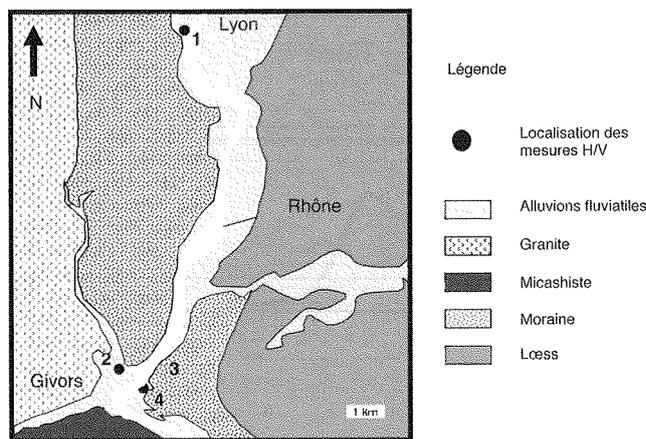


FIG. 8 Carte géologique simplifiée de la vallée du Rhône au sud de Lyon et emplacements des mesures du bruit de fond sismique.

Simplified geological map of the Rhône river valley south of Lyon City and location of seismic noise measurements.

ondes de cisaillement dans les sables et graviers du Rhône est estimée par l'utilisation de la formule $V_{s1} = 4 \cdot H_1 \cdot F_0$ adaptée pour le contexte considéré pour chacun des cas (Tableau V). La vitesse moyenne des ondes de cisaillement dans les alluvions du Rhône est estimée à l'Est de Givors à $V_{s1} = 242$ m/s (moyenne arithmétique).

Au droit des sondages, les alluvions du Rhône reposent sur un substratum rocheux (morainique ou cristallophyllien). La vitesse des ondes de cisaillement y est toutefois supposée supérieure à 800 m/s. Au sens de la norme EN 1998, les classes de sol correspondantes sont les classes E ou C, en fonction de l'épaisseur de la formation alluvionnaire qui varie latéralement de 7,3 m à 26 m suivant les sondages. Nous sommes typiquement dans un contexte pour lequel la variation des épaisseurs d'alluvions peut conduire à des effets de site contrastés. Par exemple, en cas de rapide remontée de substratum en bordure de la vallée du Rhône, là où l'épaisseur de formation superficielle diminue et où le relief débute, des sols de classe A peuvent être identifiés. L'intérêt de la méthode H/V est alors de produire une première « cartographie » de fréquence F_0 . Notons que pointer des fréquences sur les diagrammes de rapports spectraux, ne permet pas de statuer directement sur la géométrie et la composition des couches géologiques à l'origine de cette information. C'est en combinant les informations géologiques et géotechniques, qu'un modèle bicouche peut être déterminé pour alors envisager l'obtention de paramètres tels que V_s .

TABLEAU IV

Paramètres de mesure du bruit de fond sismique dans la vallée du Rhône.
Seismic noise recording parameters for Rhone river valley survey.

Point	Localisation		Date de l'acquisition	Durée d'acquisition	Fréquence d'échantillonnage	Couplage capteur/sol	Conditions météorologiques (vent/pluie)
	Latitude Nord en degrés décimaux	Longitude Est en degrés décimaux					
1	45,732047	4,818414	09/06/2010	8 x 14 min	128 Hz	Plaque métallique lourde	Non/non
2	45,594653	4,775258	09/06/2010	40 min	128 Hz	Plaque métallique lourde	Non/non
3	45,599597	4,793331	09/06/2010	20 min	128 Hz	Plaque métallique lourde	Non/non
4	45,594075	4,789367	08/06/2010	20 min	128 Hz	Plaque métallique lourde	Non/non

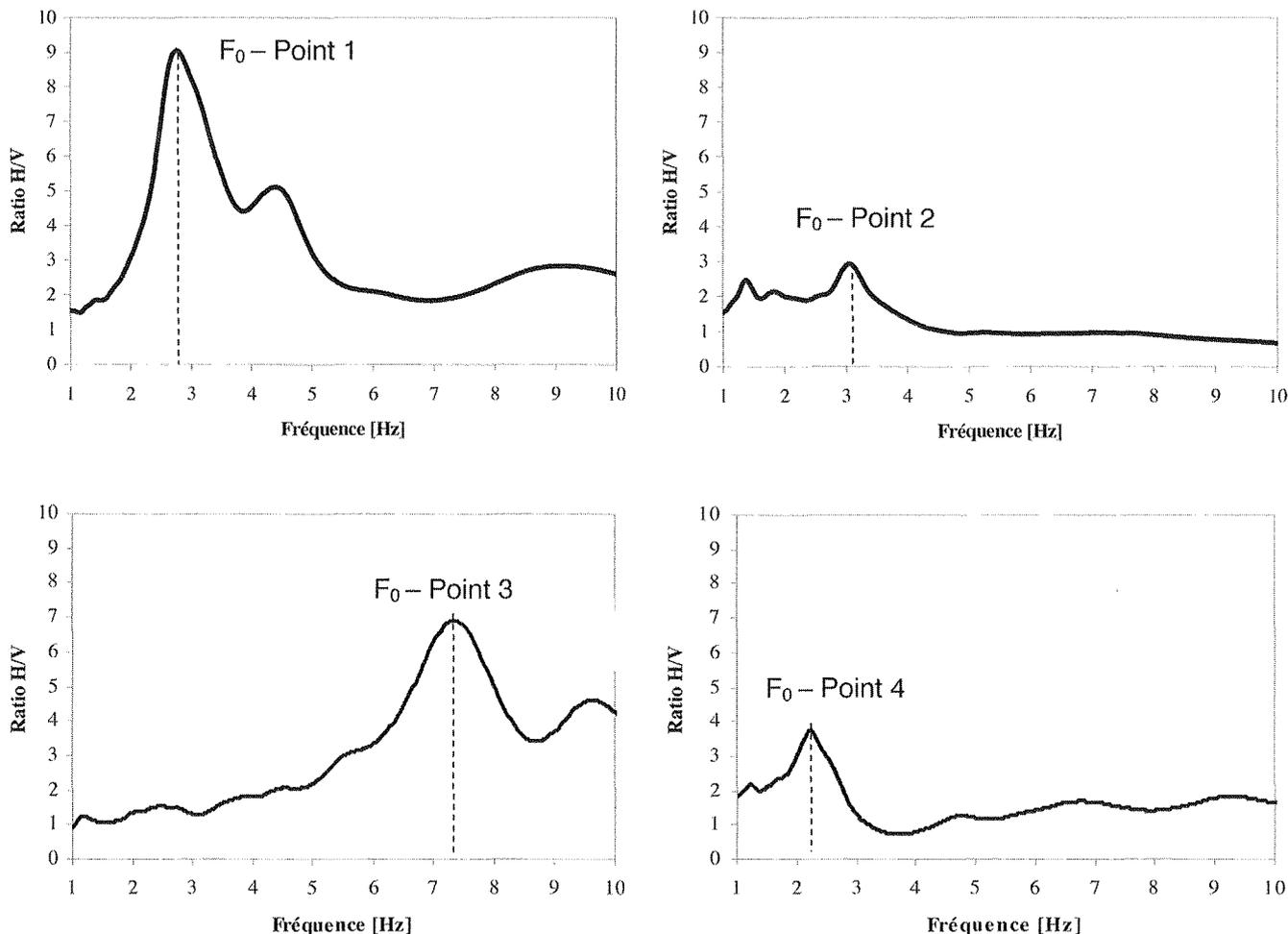


FIG. 9 Détermination de F_0 à partir des rapports spectraux H/V issus de mesures de bruit de fond sismique dans la Vallée du Rhône.
Identification of F_0 using H/V ratio based on seismic noise records in Rhône Valley.

TABLEAU V Paramètres de traitement et résultats des mesures de bruit de fond sismique dans la vallée du Rhône.
Seismic noise recording processing parameters and results for Rhone river valley.

Point	Filtre	Conformité aux critères Sésame	H_1 (m)	F_0 (Hz)	V_{s1} (m/s)	Classe de sol
1	Konno et Ohmachi, paramètre $b = 40$	Oui	23 ⁽¹⁾	2,87 ⁽²⁾	264	C
2	Konno et Ohmachi, paramètre $b = 40$	Oui	20,1 ⁽³⁾	3,1	249	E
3	Konno et Ohmachi, paramètre $b = 40$	Oui	7,3 ⁽⁴⁾	7,34	214	E
4	Konno et Ohmachi, paramètre $b = 40$	Oui	26,5 ⁽⁵⁾	2,25	239	C
				$V_{s1 \text{ moyen}}$	242 m/s	

avec :

– H_1 : épaisseur des alluvions ; la donnée est issue de sondages réalisés lors d'études géotechniques ou de la BSS du BFGM ;

– F_0 : fréquence propre (Hz) mesurée du sol (méthode de Nakamura) ;

– V_{s1} : vitesse moyenne des ondes de cisaillement (m/s) déterminée par $V_{s1} = 4.H_1.F_0$.

⁽¹⁾ Point 1 : mesures de bruit de fond réalisées à proximité du sondage de référence n° 06986S0199/F2.

⁽²⁾ Moyenne des fréquences dominantes obtenues lors des huit mesures.

⁽³⁾ Point 2 : l'épaisseur de formation superficielle est connue au droit du sondage de référence n° 07226A0245/F situé à proximité du point de mesure. La topographie étant plane à cet endroit, nous retenons comme épaisseur de formation superficielle au droit de la mesure de bruit de fond, celle observée au niveau du sondage.

⁽⁴⁾ Point 3 : l'épaisseur des alluvions est connue aux deux sondages de références n° 07226X0125/R48 et 07226X0117/R40 situés à proximité, à savoir 7,3 m. La cote du terrain naturel est régulière à cet endroit en bord de Rhône et supposée ayant peu variée dans le temps ; nous retenons comme épaisseur de formation superficielle, celle déterminée au droit des sondages.

⁽⁵⁾ Point 4 : le toit du substratum a été estimé à la cote de 130 m à partir des deux sondages de la banque de donnée du sous-sol les plus proches, à savoir les sondages référencés 07226X0126/R49 et 07226A0264/N7. La cote du point de mesure est estimée à 156,5 m IGN en déterminant la différence d'altitude entre le point référence IGN les plus proches et le point de mesure. L'épaisseur des alluvions au droit du point 4 est donc estimée à 26,5 m.

With:

– H_1 : alluvium thickness; data obtained from geotechnical site investigation or from the BRGM Soil Data Base (BSS);

– F_0 : measured soil fundamental frequency (Hz) according to the Nakamura's method;

– V_{s1} : shear wave velocity (m/s) calculated with relation $V_{s1} = 4.H_1.F_0$.

Estimation de la période fondamentale d'un bassin alluvial

Cet exemple illustre l'intérêt de combiner les moyens de reconnaissance géologique, géotechnique et géophysique, dans le contexte de remplissage alluvionnaire d'épaisseur incertaine. En effet, les seuls sondages géotechniques peuvent définir une profondeur suffisante d'investigation pour répondre aux questions de la géotechnique des fondations, tandis que le phénomène physique d'amplification du signal sismique, donc l'effet de site, donc la classe de sol, requiert la connaissance de la profondeur d'un réflecteur sismique qui est parfois bien plus profond que le substratum géotechnique.

La méthode H/V a été employée dans le cadre d'un chantier de compactage dynamique des sols réalisé par Ménard en 2009 pour améliorer 7 à 15 m de remblais superficiels gravo-sableux reposant sur les alluvions du Gier (Brûlé *et al.*, 2010b). Le niveau de la nappe se trouve 5 à 6 m sous la surface d'origine du terrain.

Au démarrage des études, les données issues des investigations mécaniques *in situ* ne permettaient pas de considérer un modèle bicouche comme défini en § 3.4. Le substratum était suspecté en profondeur d'après la géomorphologie du site en thalweg entaillé dans des formations granitiques et cristallophylliennes visibles à l'affleurement sur les versants. La morphologie et la lithologie du site (Fig. 10) peuvent laisser entrevoir les effets de piégeage d'onde décrits en figure 2a et figure 2b.

La mesure de bruit de fond sismique a permis d'estimer la fréquence fondamentale du bassin, sans nécessairement connaître son épaisseur H_1 de remplissage (Brûlé *et al.*, 2010a). Les mesures ont été effectuées sur une zone test de 35 par 150 m et sont présentées en tableaux VI et VII. La fréquence propre moyenne du sol F_0 pour 80 mesures est estimée à 1,44 Hz. Un exemple de rapport spectral obtenu est présenté en figure 11a. Avec un écart-type de 0,03 Hz, la disper-

sion des 80 mesures est limitée. Des mesures de bruit de fond réalisées à proximité du projet sur des affleurements rocheux granitiques (Fig. 11b) présentent un spectre H/V proche de l'unité, ce qui confirme le substratum sismique. En complément des sondages mécaniques réalisés avant travaux pour caractériser les sols (essais au pénétromètre statique, essais au pressiomètre Ménard), nous avons sélectionné la méthode de mesure de vitesse des ondes de cisaillement par la méthode d'analyse multi-canaux des ondes de surface (Park *et al.*, 1999) ou, en anglais Multichannel Analysis of Surface Wave (MASW) pour obtenir un profil de vitesse des ondes de cisaillement V_s . Ainsi, plus de quarante profils ont été réalisés dans la zone d'étude (Brûlé *et al.*, 2010b). Il apparaît que le profil moyen de vitesse est le suivant : de 0 à - 5 m, $V_s = 134$ m/s ; de - 5 à - 10 m, $V_s = 210$ m/s ; de - 10 à - 17 m, $V_s = 269$ m/s. Au-delà, et jusqu'à trente mètres de profondeur, V_s vaut 344 m/s. Pour se rattacher aux classes de sols selon la norme EN 1998-1, la vitesse moyenne des ondes de cisaillement doit être calculée sur les trente premiers mètres. Ainsi, $V_{s,30} = 244$ m/s ce qui correspond à un site de classe C. Les sondages mécaniques disponibles pour ce projet recommandaient de rechercher un ancrage des fondations profondes vers 20 m en décrivant une classe D de sol.

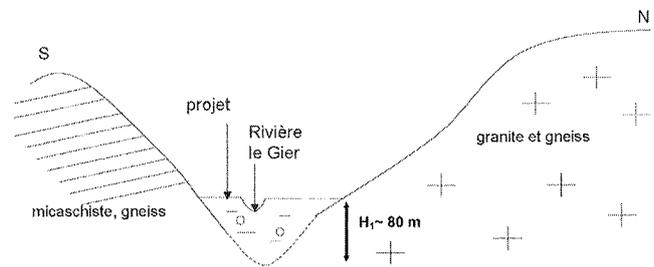


FIG. 10 Géomorphologie de la vallée du Gier vers la confluence avec le Rhône.

Geomorphology of the Gier river valley near the location of the confluence with Rhône river.

TABLEAU VI Paramètres de mesure du bruit de fond sismique dans la vallée du Gier près de la confluence avec le Rhône. Seismic noise recording parameters for Gier river valley near the Rhône river.

Nombre de points de mesure	Localisation		Date de l'acquisition	Durée par acquisition	Fréquence d'échantillonnage	Couplage capteur/sol	Conditions météorologiques (vent/pluie)
	Latitude Nord en degrés décimaux	Longitude Est en degrés décimaux					
80	45,58635	4,763183	28-30/08/2010	10 min	128 Hz	-	Non/non
1	45,581989	4,769233	14/01/2010	12 min	128 Hz	-	Non/non

TABLEAU VII Paramètres de traitement et résultats des mesures de bruit de fond sismique dans la vallée du Gier. Seismic noise recording processing parameters and results for Gier river valley.

Nombre de points de mesure	Localisation	Filtre	Conformité aux critères Sésame	F moyenne (Hz)	Écart-type (Hz)
80	Sur site de mesure dans la vallée	Konno et Ohmachi, paramètre b = 40	Oui	1,44	0,03
1	A l'affleurement rocheux à flanc de versant de la vallée	Konno et Ohmachi, paramètre b = 40	Oui	Aucun pic	-

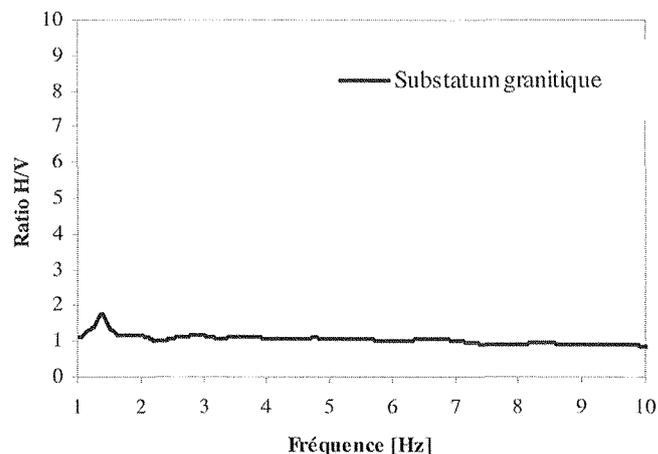
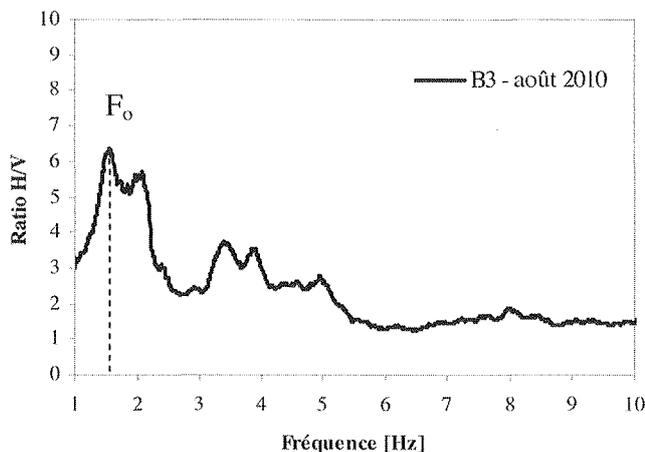


FIG. 11 Détermination de F_0 à partir des mesures de bruit de fond sismique dans la vallée du Gier. Identification of F_0 using seismic noise records in Gier Valley.

L'expression (1), $F_0 = V_s/4.H_1$ indique que la fréquence fondamentale sera d'autant plus basse que H_1 est grand ou V_s est petit. En considérant l'hypothèse d'un modèle bicouche avec, *a minima*, une valeur de V_s à 244 m/s pour toute l'épaisseur des alluvions, la valeur minimale de H_1 déduite de (1) est de 42 m. La fréquence F_0 mesurée ne pouvait pas être compatible avec l'hypothèse d'un remplissage de 20 m d'épaisseur. Ainsi, le « substratum géotechnique » n'est pas confondu avec le substratum sismique qui est estimé par ailleurs à 80 m et, pour ce cas, la classe de sol déterminée sur la base d'investigation mécanique *in situ* et les méthodes géophysiques ne donnent pas le même résultat : D pour l'un et C pour l'autre. La seule approche par reconnaissances géotechniques n'est pas suffisante pour caractériser une fréquence F_0 et une vitesse V_s représentatives de la lithologie du site.

4

Conclusion

Ce retour d'expérience montre l'importance à fournir des valeurs représentatives de F_0 et de V_s en couplant les données géologiques, géotechniques et géophysiques et cela quel que soit le stade des études de sol. Une classification erronée des sols occasionne un dimensionnement inadapté des ouvrages avec la norme EN 1998.

Les spectres de réponse élastique ayant été élaborés sur la base d'hypothèses conduisant à retenir la valeur de $V_{s,30}$ comme représentative des effets de site lithologique, une reconnaissance géotechnique et géophysique poussée jusqu'à 30 m au moins est à envisager sans connaissance géologique particulière ou accessible dans les données archivées d'un secteur d'étude. La valeur de $V_{s,30}$ ne peut pas être incohérente avec le profil général de V_s à l'échelle d'un bassin de

plusieurs centaines de mètres. Pour aider à développer les analyses dans ce sens, la méthode H/V mérite d'être employée pour les modèles de sol bicouches. Elle permet d'obtenir, avec des mesures en surface et sans considération de profondeur de remplissage et d'agencement des formations constitutives, des informations simples nécessitant peu de traitement préalable à leur exploitation.

Le contraste d'impédance A défini dans l'équation (3) doit être au moins égal à 4 et l'épaisseur de sol H_1 doit être connue par différents moyens : études archivées, sondages géotechniques réalisés dans le cadre du projet. Dans ces conditions, il est possible de pointer une fréquence dominante sur le spectre du rapport des deux composantes horizontales sur la composante verticale des amplitudes spectrales du bruit sismique enregistré par la méthode H/V. Cette fréquence dominante F_0 peut être assimilée à la fréquence fondamentale moyenne du sol pour le premier mode de vibration. Toujours avec l'appui de spécialistes et dans une approche de pré-caractérisation des paramètres en petite déformation du sol, la vitesse V_{s1} des ondes de cisaillement du sol de recouvrement peut être estimée. Cette valeur peut contribuer à statuer sur l'hétérogénéité du site en multipliant les points de mesure quand tous les autres paramètres sont calés, avec, par exemple la production d'une carte des fréquences traduisant une variabilité de H_1 et/ou de V_{s1} . Cette méthode peut aussi permettre de définir une pré-classe de sol selon la norme EN 1998 et de statuer sur les cas de résonance du bâtiment avec le sol.

REMERCIEMENTS

Nous souhaitons remercier deux auteurs pour la qualité de leurs conseils dans le cadre de nos travaux sur la mesure du bruit de fond appliquée à la géotechnique : le Professeur Yutaka Nakamura (Tokyo Institute of Technology, Tokyo, Japon), le Professeur Tatsuo Ohmachi (Tokyo Institute of Technology, Tokyo, Japon).

Bibliographie

- Bard P.Y., Bouchon M. – Two dimensional resonance of sediment-filled valleys. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 75, 1985, p. 519-541.
- Bard P.Y., Tsuno S., Hobiger M. – *Caractérisation géophysique des formations superficielles du secteur La Petite Tronche – Péage – Ancien Hôpital*. Rapport interne. Laboratoire de Géophysique Interne et Tectonophysique (Observatoire de Grenoble), 2009.
- Bonnefoy-Claudet S. – *Nature du bruit de fond sismique : implication pour les études des effets de site*. Thèse de l'université Joseph Fourier, Grenoble, France, 2004.
- BRGM (Bureau des recherches géologiques et minières). Banque de données du sous-sol (<http://infoterre.brgm.fr>).
- Brûlé S., Javelaud E., Pal O., Rizzo A.V., Brunet-Manquat E. – Le nouveau centre hospitalier d'Annemasse et Bonneville (CHIAB) en Haute-Savoie : un projet de renforcement de sol hors norme. *Revue Travaux*, 866, 2009, p. 73-81.
- Brûlé S., Javelaud E.H., Bitri A. – Analyse de la réponse sismique d'un site après travaux d'amélioration de sols par compactage dynamique haute énergie. *Conférence franco-maghrébine en ingénierie géotechnique*. Gammarrh, Tunisie, 2010a.
- Brûlé S., Javelaud E.H., Ohmachi T., Nakamura Y., Inoue S. – H/V method used to qualify the modification of dynamic soil characteristics due to ground improvement work by means of heavy compaction process. A case study : The former Givors's glass factory area. *7th International Conference on Urban Earthquake Engineering and 5th International Conference on Earthquake Engineering*, 3-5 mars 2010, Tokyo, Japon, 2010b.
- Cornou C., Wathelet M. – Extraction des profils de vitesse en onde S à partir des techniques « bruit de fond en réseau » : Résultat d'un benchmark international. *6^e Colloque GEOFCAN*, 25-26 septembre 2007, Bondy, France.
- Fabriol H., Bitri A., Lebrun B., Baltasat J.M. – *Application de la méthode SASW (analyse spectrale des ondes de surface) dans le district d'Annecy*. Rapport BRGM n° R40392, décembre 1998.
- Guéguen P. – *Sismologie urbaine : aléa local, dynamique des structures, interaction site-ville et vulnérabilité urbaine*. Habilitation à diriger les recherches, Université Joseph-Fourier, Grenoble I, 2009.
- Guillier B., Atakan K., Chatelain J.-L., Havskov J., Ohrnberger M., Cara F., Duval A.-M., Zacharopoulos S., Teves-Costa P. – The SESAME Team. Influence of instruments on the H/V spectral ratios of ambient vibrations. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 6, 2008, p. 3-31.
- Haghshenas E., Bard P.-Y., Theodulidis N., SESAME WP04 Team – Empirical evaluation of microtremor H/V spectral ratio. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 6, 2008, p. 75-108.
- Konno K., Ohmachi T. – Ground motion characteristics estimated from spectral ratio between horizontal and vertical component of microtremor. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 88 (1), 1988, p. 228-241.
- Levret A., Loup C., Goula X. – The Provence earthquake of June 02 1909 (France) New assessment of near-field effects. *8th European Conference on Earthquake Engineering*, volume 2, page 4.2.79, Lisbon, Portugal, September 1986.
- Nakamura Y. – A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface, *Quarterly Report of Railway Technical Research Institute (RTRI)*, 30 (1), 1989.
- Norme EN 1998 – *Calcul des structures pour leur résistance au séisme – Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments*. EN 1998-1 Comité européen de normalisation, 2005.
- Norme NF P 06-013 – *Règles de construction parasismiques*. Règles PS applicables aux bâtiments, dites Règles PS 92, 1995.
- Park C.B., Miller R.D., Xia J. – Multi-channel analysis of surface waves. *Geophysics*, 64, 3, 1999, p. 800-808.
- Rénalier F. – *Caractérisation sismique de sites hétérogènes à partir de méthodes actives et passives : variations latérales et temporelles*. Thèse de l'université Joseph Fourier, Grenoble, France, 2010.
- République française – Arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal ».
- République française – Arrêté du 19 juillet 2011 modifiant l'arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal ».
- République française – Décret n° 2010-1254 du 22 octobre 2010 relatif à la prévention du risque sismique.
- République française – Décret n° 2010-1255 du 22 octobre 2010 portant délimitation des zones de sismicité du territoire français.
- Semblat J.F., Pecker A. – *Waves and vibrations in soils : Earthquakes, Traffic, Shocks, Construction works*, IUSS Press, 2009.
- SESAME. – *Guidelines for the implementation of the H/V spectral ratio technique on ambient vibrations – measurements, processing and interpretations*. SESAME European research project. Deliverable D23.12, 2005.
- Strollo A., Bindi D., Parolai S., Jäcker K.-H. – On the suitability of 1st geophone for ambient vibration noise measurements in the 0.1-20 Hz frequency range : experimental outcomes. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 6, 2008, p. 141-147.

Modélisation 3D du creusement de tunnel par tunnelier à front pressurisé dans les sols surconsolidés

R. DEMAGH

Département Génie civil
UHL-Batna, Algérie

F. EMERIAULT

Grenoble-INP
UJF-Grenoble 1
CNRS UMR 5521, 3SR
Grenoble 38041, France

R. KASTNER

INSA-Lyon, LGCIE
69621 France

Résumé

La réalisation de tunnels à faible profondeur en site urbain nécessite une évaluation préalable des effets du creusement sur les ouvrages existants. Dans le cas du creusement par tunnelier à front pressurisé, le phasage des travaux est un problème d'interaction sol/structure hautement tridimensionnel et les différentes opérations réalisées par le tunnelier rendent très complexe une modélisation numérique complète du problème et donc l'évaluation des mouvements induits. Une procédure de simulation tridimensionnelle, utilisant le code en différences finies Flac-3D, prenant en compte de manière explicite les principales sources de mouvements dans le massif encaissant est proposée. Elle est illustrée dans le cas particulier de la ligne B du métro de Toulouse pour lequel des données expérimentales existent, les sols rencontrés étant saturés et fortement surconsolidés (K_0 proche de 1,7). La confrontation des résultats de simulation numérique avec les mesures *in situ* montre que la procédure de simulation 3D proposée est pertinente, en particulier dans la représentation adoptée pour les différentes opérations réalisées par le tunnelier (excavation, soutènement du front de taille, avancement, pose du revêtement, injection du vide annulaire...).

Mots-clés : tunnelier (TBM), simulation numérique 3D, surconsolidation, pression de confinement, injection, mesures *in situ*.

3D modelling of tunnel excavation by pressurized tunnel boring machine in overconsolidated soils

Abstract

The excavation of shallow tunnels in urban areas requires a previous evaluation of their effects on the existing constructions. In the case of shield tunnel boring machines, the different achieved operations is a highly three-dimensional problem of soil/structure interaction and are very complex to represent in a complete numerical simulation. Therefore the assessment of the tunnelling-induced soil movements is difficult. A three-dimensional simulation procedure, using finite differences code Flac-3D, taking into account in an explicit manner the main sources of movements in the soil mass is proposed. It is illustrated in the particular case of Toulouse subway line B for which experimental data are available and where the soil is saturated and greatly overconsolidated (K_0 close to 1.7). The comparison of the numerical simulation results with the *in situ* measurements shows that the 3D procedure of simulation proposed is relevant, in particular in the adopted representation for the different operations achieved by the tunnel boring machine (excavation, confining pressure, advancement, installation of the tunnel lining, grouting of the annular void...).

Key words: tunnel boring machine (TBM), 3D numerical simulation, overconsolidation, confining pressure, grouting, *in situ* monitoring.

Introduction

Lors du creusement de tunnels par tunnelier à front pressurisé, les déformations et mouvement du terrain environnant ainsi que les tassements de surface sont le résultat d'une succession d'opérations complexes : abattage et soutènement du front de taille, avancement du tunnelier, injection de remplissage du vide annulaire, percolation de coulis et de boue le long du tunnelier, consolidation et prise du coulis..., etc. Cette complexité rend la simulation numérique explicite du creusement difficile. Plusieurs procédures de simulation numérique 3D du creusement de tunnel par bouclier à front pressurisé, dans les sols meubles et aquifères, ont été proposées par divers auteurs durant la décennie écoulée. Parmi les travaux, on citera ceux de Mroueh et Shahrour (1999), Dias *et al.* (2000), Broere et Brinkgreve (2002), Kasper et Meschke (2004 et 2006) et Bezuijen *et al.* (2005 et 2006). Les seules références trouvées concernant le creusement dans les sols surconsolidés sont Attewell et Farmer (1974) et Myrianthis (1975). Malgré les progrès actuels, les calculs 3D restent longs et les problèmes numériques fréquents, ce qui fait que ce type d'approche reste encore peu utilisé. La confrontation à des résultats d'observations, faites sur chantier, montre aussi que les phénomènes induits par le passage d'un tunnelier, provoquant un champ de déplacement tridimensionnel, restent encore mal connus et représentés.

Dans cet article, une procédure de simulation explicite du creusement par phasage d'un tunnel dans un sol surconsolidé avec K_0 proche de 1,7 est présentée. La procédure est confrontée aux données expérimentales de la section instrumentée Castera, lot 2 de la ligne B du métro de Toulouse, Vanoudheusden *et al.* (2006). Ces données incluent les mouvements de sol en surface et à l'intérieur du massif, ainsi que les paramètres de conduite du tunnelier. Par ailleurs, une étude paramétrique permet également de valider l'origine du comportement du massif observé et jusqu'à présent non relevé dans la littérature.

Support expérimental

2.1

Présentation de la section de mesures

Le tunnel du lot 2 est réalisé au moyen d'un tunnelier Herrenknecht à pression de terre de diamètre $D = 7,7$ m, de longueur $L = 8,4$ m et de conicité $\Delta/2 = 25$ mm (Fig. 1b). Le profil géotechnique de la section instrumentée Castera est composé d'une molasse essentiellement argileuse, sensiblement homogène, peu perméable et fortement surconsolidée, surmontée d'une couche de remblai. La nappe phréatique se trouve à 4m de profondeur, au niveau du toit de la molasse (Fig. 2). Au droit de la section, l'axe du tunnel se trouve à une profondeur $H = 16,5$ m sous une couverture $C = 12,65$ m (Fig. 1a). Les anneaux, constitués de six voussoirs de 35 cm d'épaisseur (y compris le voussoir de clé), ont une largeur de 1,40 m. Les paramètres géométriques du tunnel et du bouclier sont résumés dans le tableau I.

L'instrumentation de la section de mesures, qui se situe sur la quatrième inter-station (entre les stations Minimés et canal du Midi), est composée de trois tubes inclinométriques et de 5 extensomètres de forage multipoints avec acquisition automatique (une séquence de mesure complète toutes les 5 secondes). Une description complète de cette instrumentation est donnée sur la figure 2. De plus, lors du passage du tunnelier, un nivellement de précision a été effectué en fin de foration de chaque anneau. En outre, les déformations du revêtement du tunnel ont été mesurées dans l'anneau posé au droit de la section par cinq paires de jauges extensométriques à corde vibrante, situées dans chacun des voussoirs constituant l'anneau (5 voussoirs universels et un voussoir de clé).

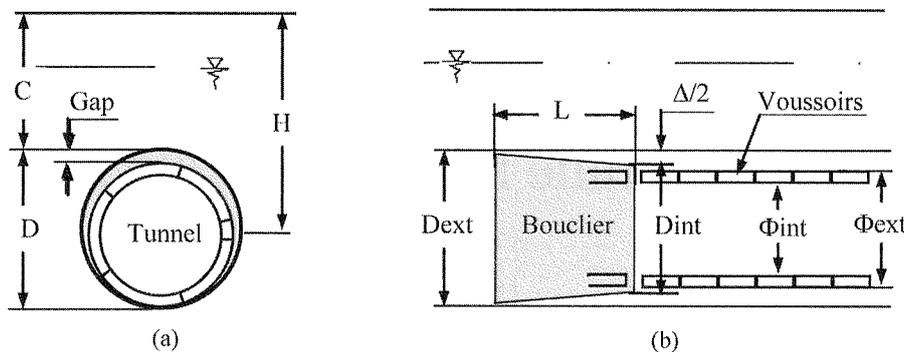


FIG. 1 Paramètres géométriques du tunnel et du bouclier, (a) section transversale, (b) section longitudinale.

Tunnel and shield geometrical parameters, (a) transverse section, (b) longitudinal section.

TABLEAU I Paramètres géométriques du tunnel et du bouclier.
Tunnel and shield geometrical parameters.

Tunnel				Bouclier				Revêtement				
C (m)	D (m)	H (m)	C/D	Dext (m)	Dint (m)	L (m)	$\Delta/2$ (mm)	Φ_{ext} (m)	Φ_{int} (m)	ép. (cm)	larg. (cm)	Gap (cm)
12,65	7,7	16,5	1,64	7,7	7,65	8,4	25	7,5	6,8	35	140	20

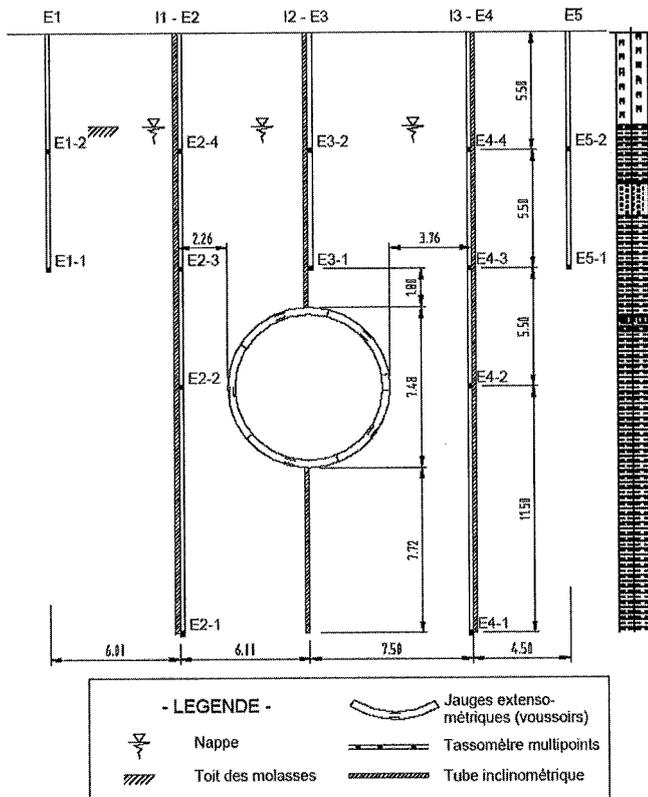


FIG. 2 Section instrumentée Castera. Castera section.

Les paramètres du remblai et de la molasse argileuse sont résumés dans le tableau II. Le module de déformation de la molasse argileuse est constant et égal à 165 MPa dans les dix premiers mètres, au-delà, il dépend de la profondeur, suivant la relation linéaire $E(z) = 9,9z + 66,1$ obtenue par calage sur une autre section de contexte géologique similaire Vanoudheusden *et al.* (2006).

2.2

Paramètres de fonctionnement du tunnelier

Le tunnelier présente au passage de la section Castera [de -20 à +40 m] une vitesse de progression sensiblement constante et égale à 1,33 m/heure, ce qui correspond à la pose d'un voussoir toutes les heures (Fig. 3).

Les principaux paramètres de conduite du tunnelier sont reportés sur la figure 4. La figure 4a présente l'évolution de la pression de confinement du front $P_{\text{front}}^{\text{clé}}$ (rapportée à la contrainte verticale initiale en clé $\sigma_{v0}^{\text{clé}}$), le rapport $P_{\text{front}}^{\text{clé}}/\sigma_{v0}^{\text{clé}}$ est pratiquement constant et égal à 0,6. La figure 4b montre l'évolution de la pression

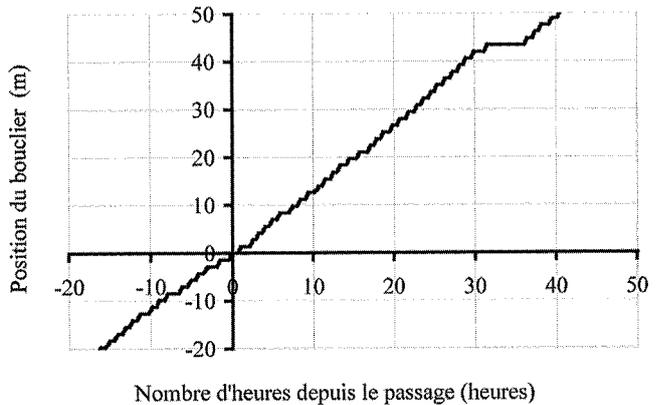


FIG. 3 Vitesse d'avancement du tunnelier au passage sous la section Castera. Advancement speed when shield is passing under Castera section.

d'injection du vide annulaire (mesurée à la sortie des quatre pipes d'injection situées en partie supérieure de la jupe du bouclier et rapportée elle aussi à la contrainte verticale initiale en clé $\sigma_{v0}^{\text{clé}}$). Les rapports $P_{\text{injection}}/\sigma_{v0}^{\text{clé}}$ sont compris en moyenne entre 0,8 et 1,2 sur la plage [-20 m ; +50 m] par rapport à la section de mesure. Au passage de la section proprement dite, la pression moyenne d'injection est égale à $0,9 \sigma_{v0}^{\text{clé}}$ pour connaître ensuite une augmentation qui atteint $1,2 \sigma_{v0}^{\text{clé}}$ les premiers mètres après échappement de la jupe pour se stabiliser au seuil de la contrainte verticale totale en clé du tunnel $\sigma_{v0}^{\text{clé}}$ quand on s'éloigne de la section. Ces valeurs induisent, *a priori*, un soulèvement millimétrique du sol de surface au moment de l'échappement de la jupe après injection.

Les valeurs enregistrées des principaux paramètres de conduite du tunnelier permettent d'assurer, dans le contexte géologique de l'agglomération toulousaine, une stabilité suffisante du front de taille puisque aucun mouvement de sol majeur n'a été mesuré à l'approche ou lors du passage du bouclier. Compte tenu de cela, cette section constitue un bon exemple de simulation. On retiendra des résultats expérimentaux les points suivants :

- un soulèvement de 1,2 mm observé en surface au droit de l'axe du tunnel ;
- une cuvette de soulèvement mise en évidence au passage du tunnelier avec une demi-largeur i égale à 8 m, Peck (1969) ;
- une convergence horizontale au niveau des reins dans la section transversale de 5 à 6 mm.

Ce comportement particulier a été attribué au caractère surconsolidé de la molasse qui présente un coefficient des terres au repos K_0 largement supérieur à 1.

TABLEAU II Caractéristiques des sols rencontrés. Soil properties.

Type de sol	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	K_0	C_u (kPa)	ϕ_u (degrés)	E (MPa)	ν
Remblais $z \leq 4$ m	20	10	0,5	0	25	25	0,3
Molasse argileuse							
4 m $\leq z \leq 10$ m	22	12	1,7	300	0	165	0,45
$z > 10$ m	22	12	1,7	300	0	$E(z)$	0,45

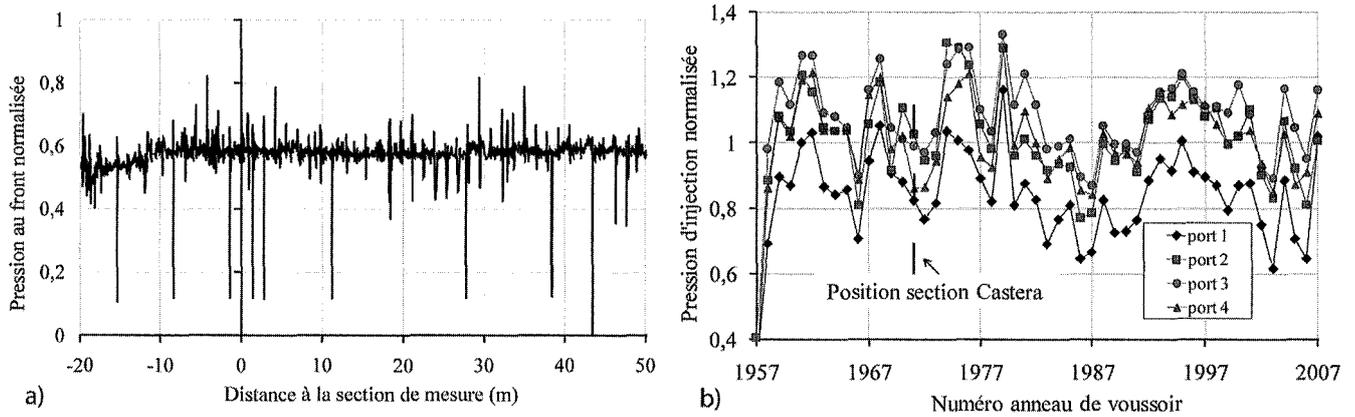


FIG. 4 Évolution des paramètres de conduite du tunnelier, a) pression au front, b) pression d'injection.
Evolution of shield driving parameters, a) front pressure, b) injection pressure.

3

Simulation du creusement

3.1

Procédure de simulation proposée

La procédure de simulation du creusement proposée essaie de décrire le plus finement possible l'ensemble des opérations réalisées par le tunnelier ainsi que les phénomènes associés (Fig. 5).

Un bouclier de forme conique, parfaitement rigide, les nœuds sont fixés selon la méthode dite de centre fixe, modélisé avec des éléments volumiques minces est installé dans un massif vierge pour lequel un état de contrainte géostatique est instauré avec la méthode K_0 . Dès lors que le bouclier est totalement mis en place, la procédure de phasage du creusement de la figure 5 peut être appliquée.

L'excavation est simulée par la désactivation d'un disque d'éléments de sol, de longueur fixe égale à la longueur du voussoir. La stabilité du front de taille est contrôlée par la pression normale enregistrée nommée

$P_{\text{front}} = 0,6 \sigma_{v0}^{\text{clé}}$ et présentant un gradient de 22 kN/m³ par mètre de profondeur (égal au poids des terres excavées), cette pression de soutènement progresse avec le bouclier. Le passage de ce dernier, simulé par l'annulation des contraintes tangentielles locales, dégage une perte de volume qui est aussitôt comblée par le déconfinement du sol en l'absence d'injection avec la prise en compte de grands déplacements (Fig. 6).

L'interface qui est solidaire du bouclier est activée dès lors qu'un contact est établi avec le sol environnant, le rôle de cette interface étant de bloquer le déconfinement radial du sol mais également de permettre le déconfinement tangentiel par effet de voûte de déformation transversale (Fig. 6b). Le choix d'une interface glissante est justifié par la lubrification probable due à la migration du mortier à l'amont des pipes d'injection (la prise en compte de frottement à l'interface sol/bouclier pilote le comportement différé du sol qui va à l'encontre du calcul à court terme mené dans cette étude). Durant la progression du bouclier au sein du massif, la perte de volume est partiellement compensée par la migration possible du mortier vers l'avant du bouclier (il y a une grande incertitude sur la forme de fermeture du sol autour du bouclier). Deux

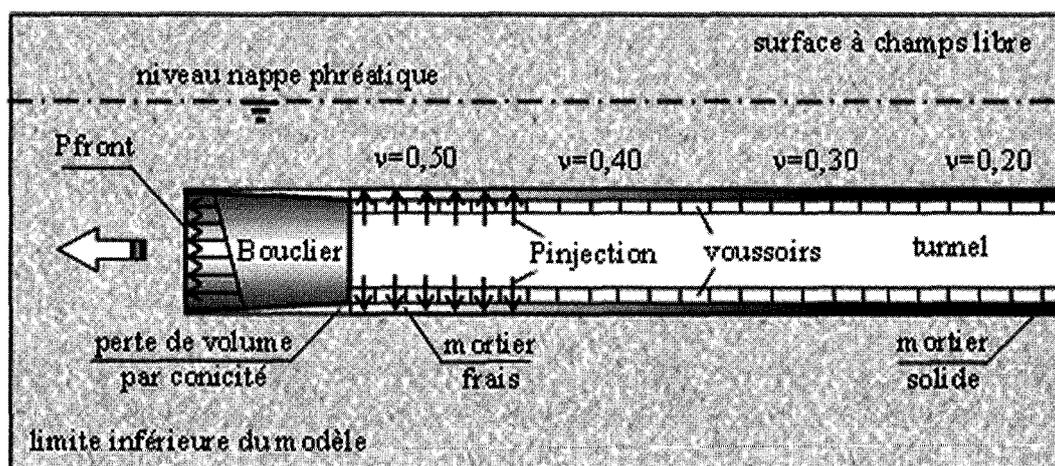


FIG. 5 Phasage complet du creusement au bouclier.
Complete simulation of the different excavation steps.

techniques sont utilisées pour simuler cette migration, soit par une pression appliquée sur une certaine longueur arrière du bouclier; soit par une correction de la conicité, calée de manière à reproduire un déplacement enregistré sur chantier. Pour Dias *et al.* (2000) et Demagh *et al.* (2008a), cette deuxième technique est plus pertinente.

Le revêtement, simulé par un modèle en long, peut être constitué soit d'éléments coques soit d'éléments volumiques. Il est caractérisé par une rigidité équivalente $E_{\text{réduit}} = 25\,000\text{ MPa}$ plus faible pour tenir compte des joints d'étanchéité entre les voussoirs préfabriqués, Thépot (1999).

L'injection du coulis dans le vide annulaire (*Gap* de 20 cm) est contrôlée en volume et en pression. Le choix du schéma appliqué de la pression $P_{\text{injection}}$ sur la figure 7 est justifié par la position des pipes d'injection situées sur la partie supérieure de la jupe du bouclier. Le calage de la pression d'injection est fait sur la mesure d'un déplacement vertical au plus près de la clé du tunnel (extensomètre E3-1 en l'occurrence). Il montre en particulier que la pression réellement transmise au sol reste inférieure à la pression moyenne enregistrée sur les pipes d'injection. Cette différence est due à la perte de charge par frottement suite à l'écoulement du mortier ainsi qu'à son imprégnation du sol environnant. L'incertitude sur la rhéologie du mortier amène à considérer deux phases principales (phases liquide et solide) intercalées par une ou deux phases transitoires (Fig. 6).

La phase liquide qui correspond au comportement incompressible du mortier pour combler le vide annulaire et transmettre la pression d'injection au sol environnant. Cette phase est simulée par l'application d'une pression $P_{\text{injection}}$ sur la paroi de l'excavation et la réactivation d'éléments volumes. Un gradient de

pression est considéré pour tenir compte non seulement du poids propre du mortier mais également des dispositions particulières d'injection. Le mortier est considéré élastique incompressible, Dias *et al.* (2000), avec initialisation d'un état isotrope de compression égal au schéma de pression appliquée. Durant cette phase, le mortier est caractérisé par un fort module de compressibilité K associé à un faible module de cisaillement G ($K = 10^3\text{ MPa}$ et $G = 1\text{ kPa}$), Bezuijen *et al.* (2006). Cette phase dure aussi longtemps que le mortier garde entière son ouvrabilité, soit environ quatre heures d'après Talmon *et al.* (2005), ce qui correspond à la pose d'un certain nombre de voussoir.

La phase de transition, qualifiée de consolidation/prise du mortier, commence quelques mètres après l'injection. Durant cette phase, la rhéologie du mortier évolue plus ou moins rapidement, selon le type de mortier utilisé (actif ou inerte). Plus consistant, le mortier acquiert une résistance au cisaillement associée à une certaine compressibilité acquise au cours de sa consolidation. Cette phase est simulée par l'annulation de la pression d'injection, une augmentation du module de cisaillement G et une diminution progressive du coefficient de Poisson. Suivant la nature du coulis, cette phase peut durer plus ou moins longtemps.

La phase solide correspond à la situation finale durant laquelle le mortier, plus rigide que le milieu environnant, est en mesure de transmettre les efforts du massif au revêtement Kasper et Meschke (2004). Cette phase est caractérisée par des modules K et G à peu près équivalents ($K = 1,33\text{ GPa}$, $G = 1\text{ GPa}$) Dierkens (2005).

Cette procédure est répétée tout au long de la progression du bouclier, jusqu'à atteindre une section stationnaire après quelques dizaines de passes d'excavation.

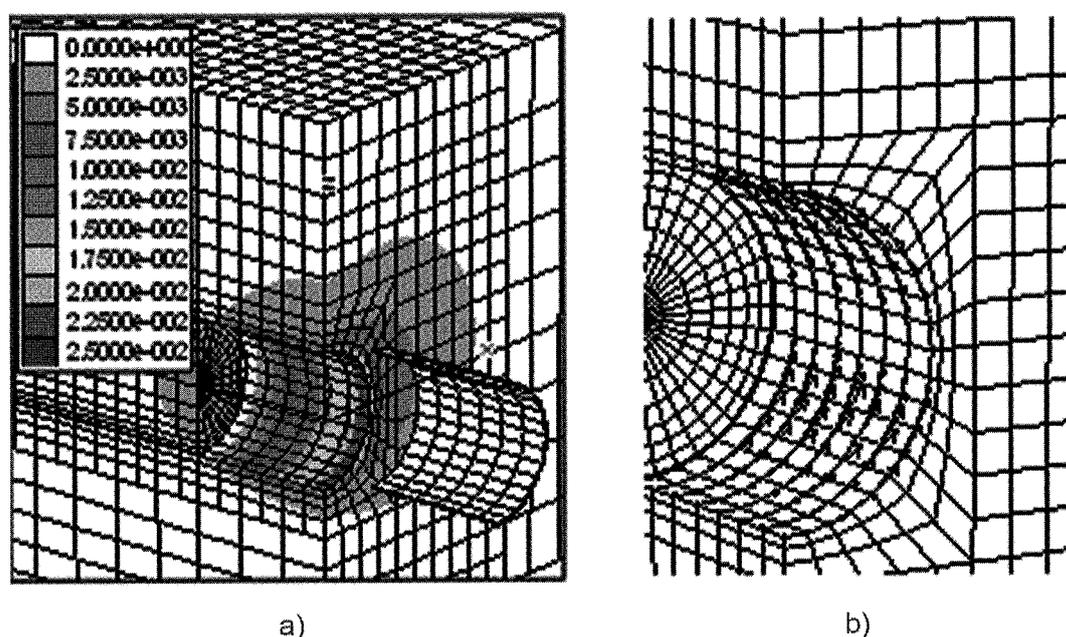


FIG. 6 Maillage utilisé, a) contour des déplacements verticaux, b) effet de voûte après installation du bouclier. Mesh used, a) vertical displacements contours, b) arc effect after the installation of the shield.

Analyse des résultats

4.1

Cas de référence

Qualitativement, les premières simulations sont calées sur les paramètres enregistrés lors du passage sous la section Castera pour analyser le comportement du massif et l'interaction sol/tunnelier avec la progression du creusement. La pression d'injection a été volontairement majorée de 20 % pour mettre en évidence l'effet de l'injection sur celui de K_0 . D'emblée, un fort coefficient de poussée des terres $K_0 = 1,7$ paraissait mieux adapté au contexte géologique particulier de la molasse toulousaine ($K_0 = 1,8$ à 25 m de profondeur d'après Vanoudheusden *et al.* (2006)). Le choix du schéma de pression est justifié par la position des pipes d'injection situées sur la partie supérieure de la jupe du bouclier (Fig. 7b). La pression au front est appliquée avec un gradient de profondeur correspond au poids des terres excavées.

Sur la figure 7a, sont représentées les déformations simultanées au sein du massif : le soulèvement vertical ΔV du point de surface sur l'axe et à l'aplomb du tunnel (extensomètre E3) et la convergence horizontale ΔH du point situé au rein droit du tunnel à une distance de 2,15 m du bord de l'excavation (inclinomètre I1), en fonction de la position de la tête de foration. On peut distinguer quatre phases :

– 1^{re} phase : l'approche du bouclier, se traduit par une faible convergence au niveau des reins $\Delta H = 1,5$ mm, le point ΔV étant peu perturbé ;

Les paramètres ainsi définis sont appliqués au cas de référence. Ils correspondent aux paramètres enregistrés lors du passage de la section de mesure. Étant donné la nature peu perméable des matériaux traversés (la perméabilité étant proche de 10^{-9} m/s), les calculs ont été menés en conditions non drainées (en termes de contraintes totales) avec prise en compte de la nappe phréatique, ce qui correspond au comportement à court terme de la molasse toulousaine. Les paramètres de résistance de la molasse adoptés dans les calculs étant ceux donnés par l'essai triaxial rapide, Vanoudheusden *et al.* (2006).

Les résultats des simulations 3D sont confrontés aux mesures enregistrées lors du passage sous la section Castera. Ces données incluent les mouvements de sol en surface et à l'intérieur du massif, ainsi que les paramètres de conduite du tunnelier.

3.2

Maillage et conditions aux limites

Le maillage est composé d'éléments brique à huit nœuds avec près de 75 000 nœuds. Les conditions aux limites sont imposées en termes de déplacements nuls dans la direction perpendiculaire aux faces avec prise en compte de la symétrie verticale ce qui permet de limiter la taille du modèle (Fig. 6). L'étendue du maillage dans le sens longitudinal est conditionnée par la position de la section stationnaire après stabilisation des déplacements des points ΔV et ΔH (Fig. 7), ce qui correspond, pour le cas étudié, à 44 passes d'excavation. Le sol est modélisé en élastoplasticité avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb et une règle d'écoulement non associée nécessitant peu de paramètres. Les dimensions du modèle sont : longueur = 252 m, largeur = 150 m et hauteur = 30 m.

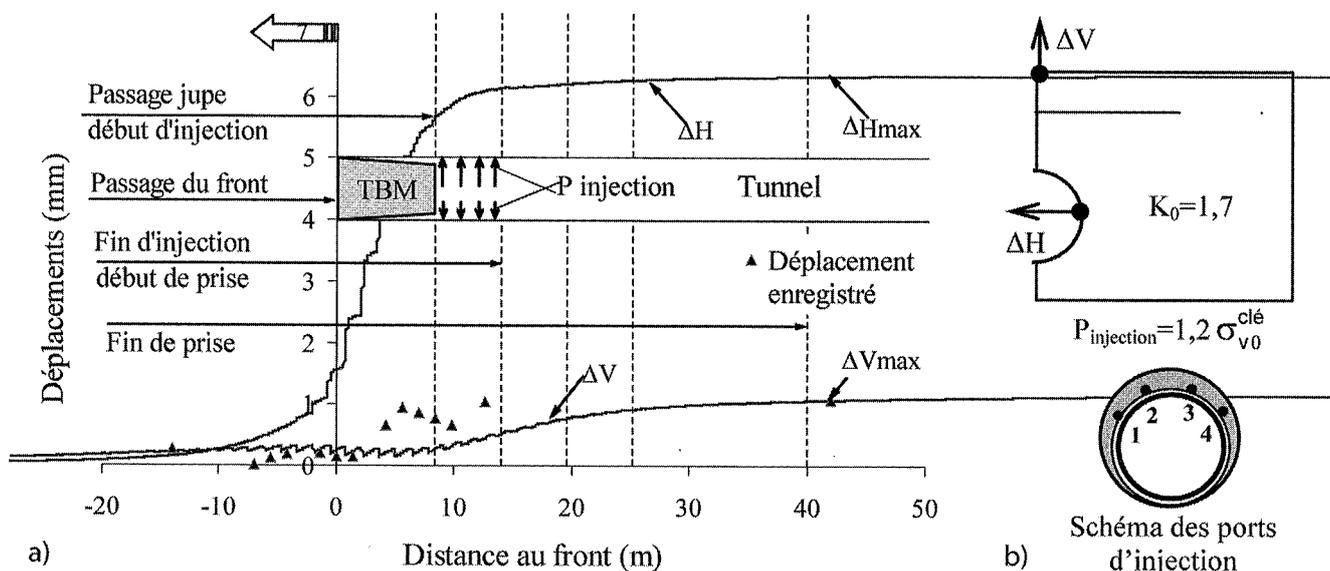


FIG. 7

Évolution des déplacements (a) ΔH et ΔV , (b) paramètres de calage. Displacement evolution (a) ΔH and ΔV , (b) parameters of simulation.

- 2^e phase : durant le passage de la jupe, 90 % de la convergence totale est atteinte, soit $\Delta H = 5,7$ mm. Le déconfinement du sol, à cause de la perte de volume par conicité, se traduit paradoxalement par un faible soulèvement en surface $\Delta V = 0,3$ mm ;

- 3^e phase : l'injection du mortier fluide se traduit par un faible soulèvement $\Delta V = 0,6$ mm, ce qui met en évidence qu'une partie du soulèvement est aussi due à l'injection (et non pas uniquement par l'effet de K_0) ;

- 4^e phase : à partir de 40 m par rapport à la section auscultée, la prise/consolidation du mortier se traduit par une stabilisation simultanée de la convergence au niveau des reins à $\Delta H = 6,3$ mm et du déplacement vertical à $\Delta V = 1,2$ mm et un rapport $\Delta H/\Delta V$ voisin de 5.

Pour la qualification de la procédure de simulation proposée, on a repris les mêmes paramètres à l'exception de la valeur maximale de la pression d'injection, prise égale à $0,4 \sigma_{v0}^{clé}$ cette valeur étant calée sur la mesure du déplacement vertical de l'extensomètre situé le plus près de la clé du tunnel (E3-1 en l'occurrence). Ce résultat met particulièrement en évidence l'hypothèse faite *a priori* que la pression réellement transmise au sol est toujours inférieure à la pression moyenne enregistrée sur les pipes d'injection.

Les comparaisons sont faites sur l'évolution des déformations inclinométriques et de la cuvette transversale de tassement en fonction de la position de la tête de foration par rapport à la section de mesures (Figs. 8 et 9).

Qualitativement, ces figures montrent une bonne concordance avec les déplacements mesurés, tant au niveau de leur évolution par rapport à la position de la tête de foration que pour les valeurs finales après

stabilisation des déplacements (numériquement, 150 m après la section de mesure), ce qui, compte tenu d'une vitesse de progression des calculs, égale en moyenne à 1,33 m/heure, correspond à titre indicatif, à 5 jours de creusement.

En particulier, sur la figure 8a, le choix d'une loi de variation du module de déformation de la molasse plus appropriée que celle proposée au § 2.1 pourrait affiner encore plus les résultats des déplacements de convergence entre les cotes -5 et -10 m.

4.2

Étude paramétrique

Une étude paramétrique visant à analyser la sensibilité du massif vis-à-vis des paramètres de simulation les plus pertinents a été entreprise (Figs. 10-12). La réponse du massif est analysée à travers les déplacements ΔF , ΔH et ΔV , respectivement extrusion axiale du front, déplacement horizontal du point H et déplacement vertical du point V.

La figure 10a montre une évolution régulière et sensiblement linéaire des déplacements en fonction de K_0 , ce qui montre, pour une pression d'injection donnée, une sensibilité et un comportement identiques des trois paramètres au coefficient de poussée des terres K_0 . La figure 10a montre également un soulèvement en surface pour $K_0 \geq 1,3$ alors que l'on observe pour des valeurs plus faibles un tassement.

La figure 10b montre la sensibilité des déplacements par rapport au coefficient de Poisson ν . La pertinence de cette dernière étude est dictée par les temps de calcul très élevés lorsqu'on se rapproche des

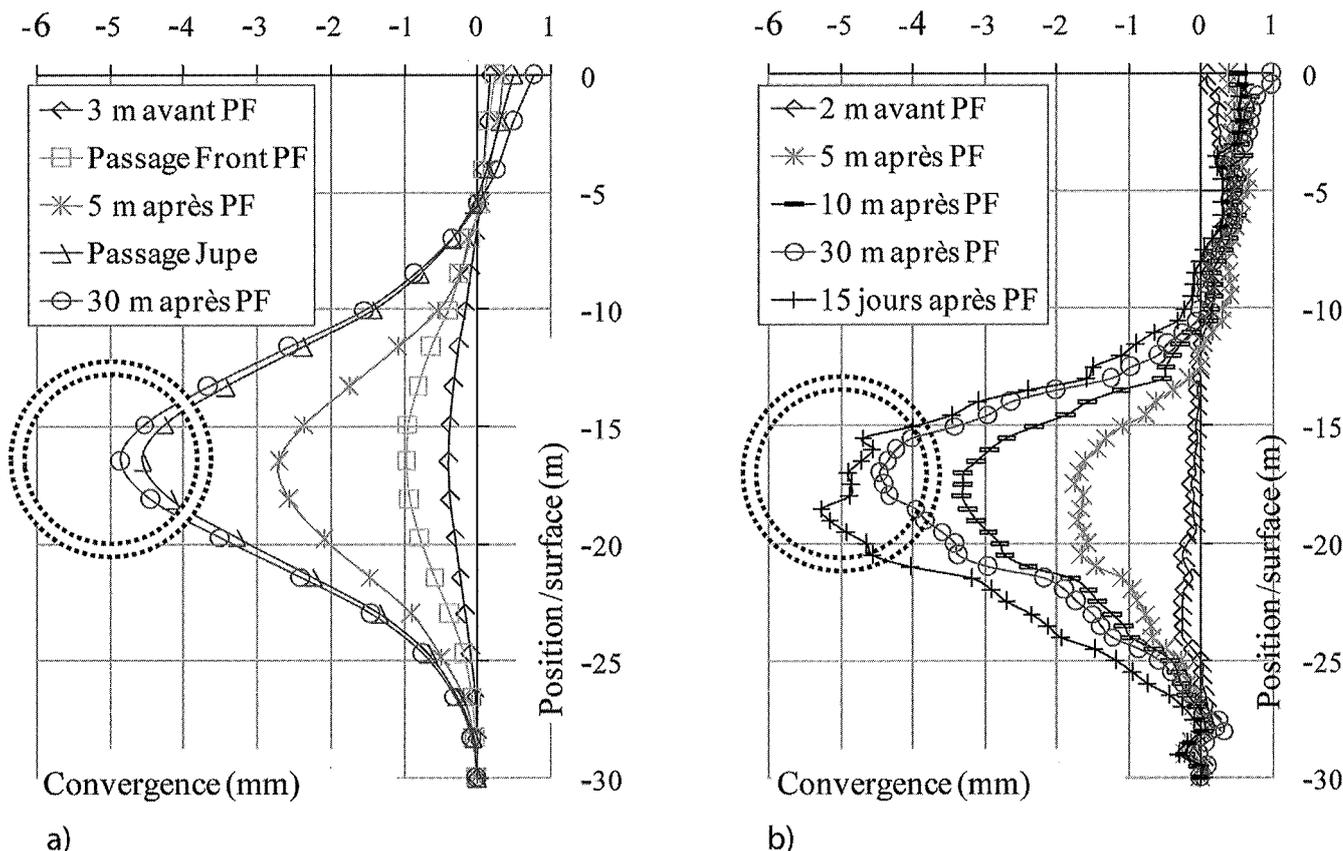


FIG. 8 Évolution des déformations inclinométriques, a) simulations Flac-3D, b) mesures enregistrées I3. Horizontal displacement profiles, a) numerical simulation, b) *in situ* measurements I3.

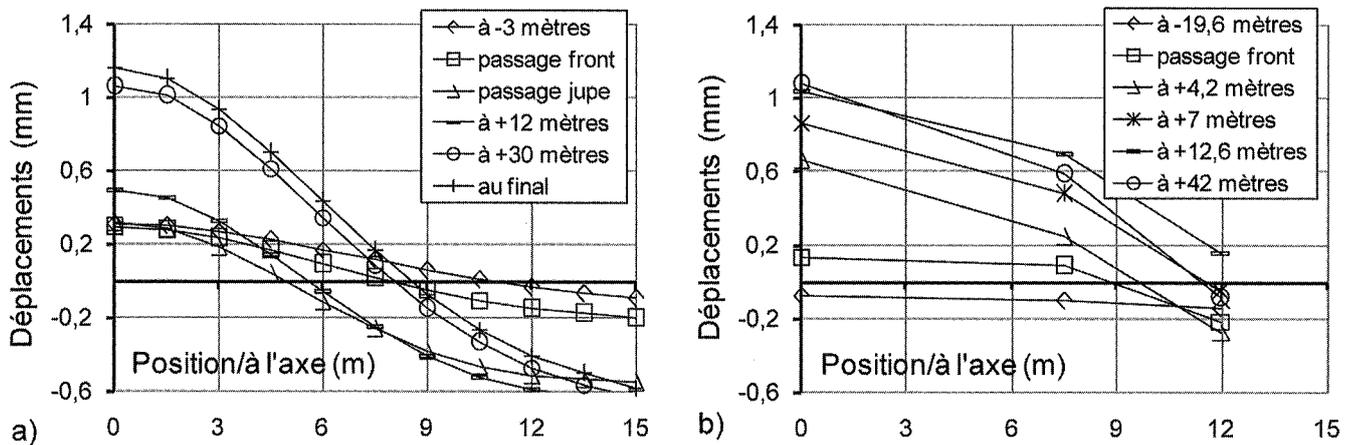


FIG. 9 Évolution de la cuvette des tassements, a) simulations Flac-3D, b) mesures enregistrées.
Settlement troughs for different positions of the TBM, a) numerical simulations, b) *in situ* measurements.

matériaux parfaitement incompressibles ($\nu = 0,5$). Elle montre en particulier que les déplacements restent sensiblement les mêmes. Le choix d'un coefficient de Poisson de la molasse égal à $\nu = 0,45$ au lieu de $\nu = 0,49$ diminue par trois les temps de calcul.

Sur la figure 11a, globalement quand la conicité augmente, la convergence ΔH augmente et l'extrusion axiale ΔF diminue. De même, le soulèvement ΔV augmente quand la conicité double de $\Delta/2 = 12,5$ à 25 mm puis ΔV diminue quand la conicité passe de 25 à 50 mm. Ceci peut être expliqué par le fait que dans le premier cas, le soulèvement est piloté par la convergence ΔH au niveau des reins, tandis que dans le second cas, le déconfinement au niveau des reins étant total, l'extension verticale de la couverture, Vanoudheusden *et al.* (2006), atténue le soulèvement et de ce fait ΔV diminue.

La figure 11b montre que l'extrusion ΔF diminue quand P_{front} augmente, elle montre aussi que la variation $0,3 \sigma_{v0}^{\text{clé}} \leq P_{\text{front}} \leq 0,9 \sigma_{v0}^{\text{clé}}$ n'a que peu d'effet sur la convergence ΔH et que par conséquent la variation de ΔV reste négligeable. Théoriquement (par la méthode de l'analyse limite), la stabilité du front de

taille est assurée, même avec une pression P_{front} nulle ($c_u = 300$ kPa), cependant, le calcul en déplacement fait avec pression de soutènement au front ($P_{\text{front}} = 0$) a donné une extrusion axiale rapportée au diamètre de l'excavation de l'ordre de 1% , valeur qui assure l'effondrement du front de taille, Demagh *et al.* (2008b), ce qui peut être expliqué par l'état de surconsolidation de la molasse toulousaine (K_0 proche de $1,7$). Par contre avec une pression au front $P_{\text{front}} = 1,2 \sigma_{v0}^{\text{clé}}$ on obtient un soulèvement relativement excessif ($\Delta V > 2$ mm) et qui ne montre aucun signe de stabilisation après 150 passes de calculs.

Sur les trois premiers cas de la figure 12, la pression d'injection augmente avec un même schéma de $0,4 \sigma_{v0}^{\text{clé}}$ à $1,2 \sigma_{v0}^{\text{clé}}$, ΔH et ΔF diminuent respectivement dans de faibles proportions, tandis que le soulèvement ΔV augmente de façon significative. Ceci met en évidence l'influence directe de la pression d'injection sur le soulèvement. Les deux derniers calculs montrent particulièrement que le soulèvement reste très sensible au schéma de pression appliqué et donc à la position des pipes d'injection.

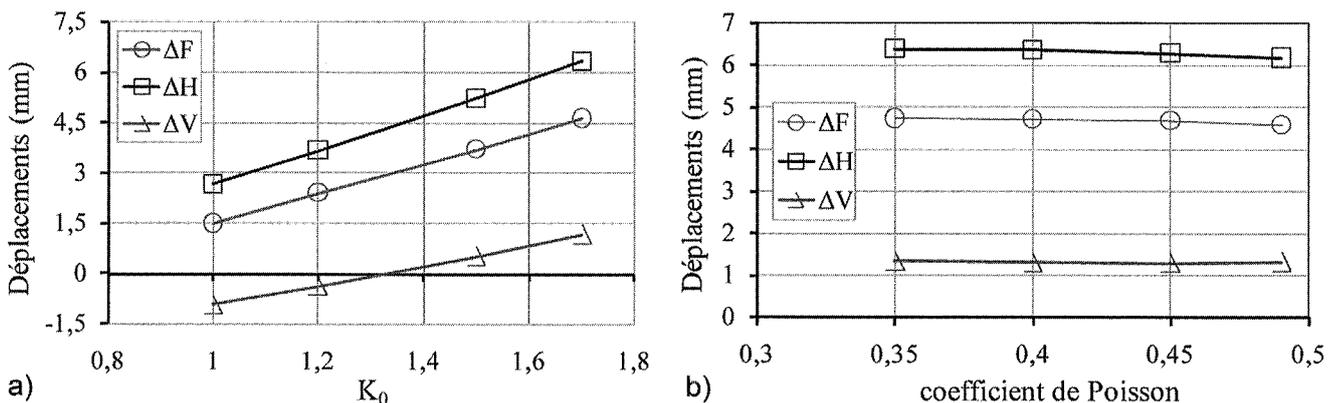


FIG. 10 Étude paramétrique de sensibilité : a) K_0 , b) coefficient de Poisson.
Parametric study : a) K_0 , b) Poisson's ratio.

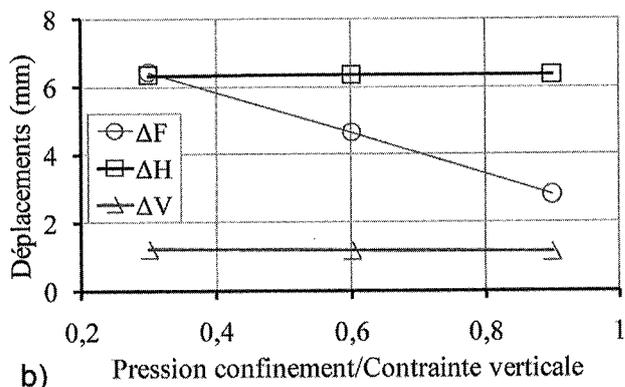
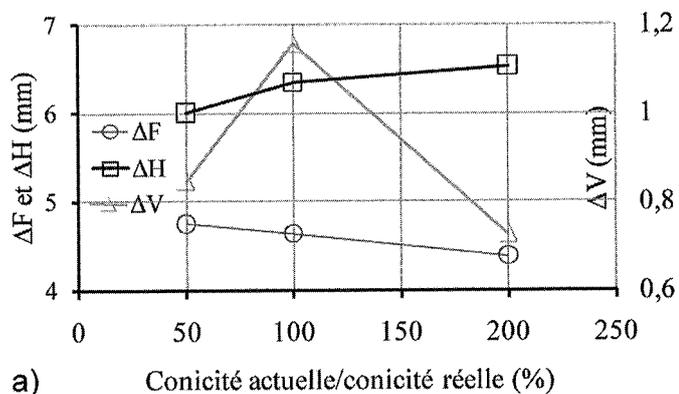


FIG. 11 Étude paramétrique de sensibilité, a) conicité, b) pression de confinement. Parametric study, a) shield conicity, b) face pressure.

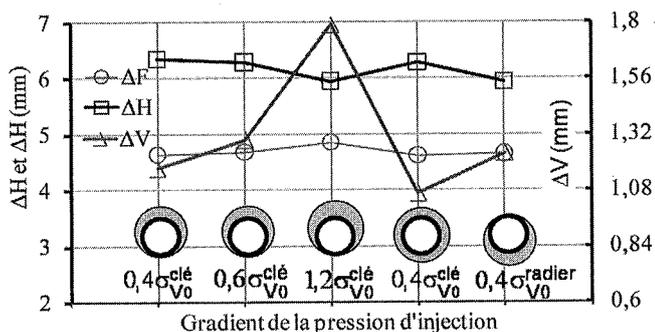


FIG. 12 Étude paramétrique de sensibilité à la pression d'injection. Parametric study of grouting pressure.

5

Conclusion

Dans cet article on présente une procédure de simulation tridimensionnelle du creusement de tunnel par tunnelier à front pressurisé. Elle a été appliquée sur un cas réel pour lequel les données expérimentales mettent en évidence un comportement singulier. Les mouvements atypiques de soulèvement du sol associés à une convergence horizontale au niveau des reins ont ainsi pu être attribués en partie à la nature fortement surconsolidée de la molasse toulousaine. Pour le coefficient des terres au repos K_0 la valeur de 1,7 fournit une bonne

concordance entre les déplacements mesurés et ceux évalués numériquement par la procédure proposée.

Qualitativement, les calculs menés en conditions non drainées ont montré une bonne concordance des déplacements évalués numériquement avec ceux mesurés *in situ*. La confrontation des résultats de simulations (évolutions des cuvettes transversales et des déformations inclinométriques), avec les enregistrements ont montré que la procédure de simulation 3D proposée est pertinente, en particulier dans la représentation des différentes opérations réalisées par le tunnelier (excavation, soutènement du front de taille, avancement et pose du revêtement, injection du vide annulaire).

Néanmoins, les incertitudes liées à l'injection du mortier subsistent ; si la migration du mortier paraît être bien simulée par une conicité corrigée, les différentes phases de l'injection restent encore difficiles à simuler et doivent encore faire appel à une rétro-analyse.

Outre l'influence de K_0 , l'étude paramétrique a permis de cerner l'impact des paramètres de conduite du tunnelier. Une augmentation de la conicité peut changer, par un jeu subtil de déconfinement horizontal et d'extension verticale, l'amplitude des déplacements en surface. L'influence de la pression d'injection, en particulier sur le déplacement vertical, semble être en accord avec la consigne généralement admise dans les chantiers de creusement à savoir $P_{injection} = \sigma_{V0}^{clé}$. La pression de confinement n'a que peu d'effet sur les déplacements, du moins en respectant la consigne $0,3 \sigma_{V0}^{clé} \leq P_{front} \leq \sigma_{V0}^{clé}$.

Bibliographie

- Attewell P.B., Farmer I.W. – Ground disturbance caused by shield tunnelling in a stiff, overconsolidated clay. *Elsevier, Engineering Geology*, 8, 1974, p. 361-381.
- Bezuijen A., Talmon A.M., Kaalberg F.J., Plugge R. – Field measurements of grout pressure during tunnelling of Sophia Rail Tunnel. *Tunneling. GeoDelft*, 2005, p. 83-93.
- Bezuijen A., Talmon A.M. – Grout properties and their influence on back fill grouting. *Geotechnical Aspects of Underground Construction in soft Ground*, Bakker et al. (eds) Taylor & Francis Group, London, 2006, p. 187-193.
- Broere W., Brikgreve R.B.J. – Phased simulation of a tunnel boring process in soft soil. *NUMGE*, Mestat (ed.), Presses de l'ENPC/LCPC, 2002, p. 529-536.
- Demagh R., Emeriault F., Kastner R. – Modélisation 3D du creusement de tunnel par tunnelier à front pressurisé dans les sols surconsolidés. Journées nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur, *JNGG'08*, Nantes, 18-20 juin 2008 (a), p. 305-312.
- Demagh R., Emeriault F., Benmebarek S. – Analyse numérique de la stabilité du front de taille d'un tunnel à faible couverture en milieu frottant. *Revue française de géotechnique*, 123, 2008 (b), p. 27-35.
- Dias D., Kastner R., Maghazi M. – Three dimensional simulation of slurry shield tunneling. *Geotech. aspects of underground const. in soft ground*, Kusakabe et al. (eds); Balkema, Rotterdam, 2000, p. 351-356.
- Dierkens M. – *Mesures rhéologiques et modélisation de matériaux en cours de prise*. PhD thesis, INSA-Lyon, 2005.
- Kasper T., Meschke G. – A 3D finite element simulation model for TBM tunneling in soft ground. *Int. J. Num. and Anal. Meth. in Geomech*, 28, 2004, p. 1441-1460.
- Kasper T., Meschke G. – On the influence of face pressure, grouting pressure and TBM design in soft ground tunnelling. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 21, 2006, p. 160-171.
- Mroueh H., Shahrour I. – Modélisation tridimensionnelle du creusement de tunnels en site urbain. *Revue française de génie civil*, 3, 1999, p. 7-23.
- Myriantithis M.L. – Ground disturbance associated with shield tunnelling, in overconsolidated stiff clay. *Rock Mechanics*, 7, 1975, p. 35-65.
- Peck R.B. – Deep excavations and tunneling in soft ground. *Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, state-of-the-art*, Mexico City, Mexico, 1969, p. 225-290.
- Talmon A.M., Aanen L., Bezuigen A., van der Zon, W.H. – Grout pressure around a tunnel lining. *Tunneling. A Decade of Progress. GeoDelft*, 2005, p. 77-82.
- Thépot O. – Un nouvel essai d'auscultation des microtunnels en vue de vérifier la qualité des injections de blocage. *AFTES*, 1999, p. 197-201.
- Vanoudheusden E., Petit G., Robert J., Emeriault F., Kastner R., Lamballerie J.-Y., Reynaud B. – Analysis of movements induced by tunnelling with an earth-pressure balance machine and correlation with excavating parameters. *Geotechnical Aspects of Underground Construction in soft Ground*, Bakker et al. (eds), Taylor & Francis Group, London, 2006, p. 81-86.

Optimisation de mélange amortissant par essais d'impact en laboratoire

PH. REIFFSTECK
J.-L. TACITA
S. FANELLI

Université Paris-Est
IFSTTAR
Cité Descartes
14-20, bd Newton
Champs-sur-Marne
77447 Marne-la-Vallée
Cedex 2

Résumé

Il est envisagé d'employer des mélanges cailloux déchiquetés de pneumatiques usagés pour remplir les merlons pare-blocs utilisés en montagne comme protection contre les éboulements rocheux. Afin d'étudier la transmission de l'impact de ces blocs par une cellule remplie de mélange amortissant aux autres cellules, un programme d'essai complet a été réalisé en laboratoire. Cet article présente les résultats d'essais de compressibilité et de cisaillement effectués sur différents mélanges de sable avec des copeaux de pneus et une série d'essais d'impact en modèle réduit. Pour cela, un montage innovant a été réalisé et a permis d'évaluer l'effet d'amortissement avec des capteurs plats de pression. L'analyse des courbes tracées permet de déterminer un mélange amortissant à un optimum d'amortissement.

Finalement, cet article propose des recommandations sur les fuseaux granulométriques d'acceptation spécifiques à ces matériaux hétérogènes amortisseurs et des données sur le comportement mécanique correspondant.

Mots-clés : essai d'impact, essai modèle réduit, étude expérimentale, remblai, matériau recyclé, protection.

Optimization of damping mixed soil by impact tests in the laboratory

Abstract

It is proposed to use mixtures of used tires shreds and coarse gravels to fill the cells of rockfall protection structures used in mountain zones to protect homes against the blocks propagating from the cliffs. To study the transmission of these external impacts on a cell filled with this damping material, a complete test program was conducted in the laboratory. This paper presents results of compression and shear tests performed on different mixtures of sand with tire chips and a series of impact tests on a reduced scale model. For this purpose an innovative assembly was developed allowing the damping effect to be evaluated with flat tactile pressure sensors. The analysis of the curves allows determining a mixture resulting in an optimum damping.

Finally this article proposes size acceptance criteria for the heterogeneous materials and data on the corresponding mechanical behaviour.

Key words: impact test, small scale test, experimental study, embankments, recycled material, protection.

Introduction

Le dimensionnement des remblais renforcés composés de matériaux hétérogènes (sol de réemploi, déchets valorisés, matériaux dissipatifs) suscite des difficultés spécifiques mal résolues. Le projet REMPARE financé par l'ANR a tenté de répondre à cette problématique par l'utilisation de structure vraie grandeur et semi-grandeur qui sont essentiels à la compréhension des mécanismes en jeu et la validation des méthodes d'analyse développées (Haza-Rozier *et al.*, 2010 ; REMPARE, 2010). Ces essais ne permettent pas toutefois par le faible nombre de massifs testés de faire varier les caractéristiques des matériaux amortisseurs constitutifs des massifs. En effet, le coût important de réalisation limite la reproduction. Le programme de recherche présenté dans cet article a pour objectif une meilleure connaissance des caractéristiques mécaniques de ces matériaux hétérogènes en vue d'améliorer les modèles de calcul des ouvrages concernés. Ces recherches doivent permettre d'élaborer, à partir des outils disponibles ou à développer, des recommandations pour les reconnaissances (connaissance de la composition du sol et sa distribution) et pour les essais (en place et au laboratoire).

Afin de caractériser mécaniquement les mélanges, des essais de compressibilité et de cisaillement de laboratoire ont été réalisés sur des éprouvettes reconstituées avec des mélanges de sable avec des copeaux de pneus. Cette campagne d'essais paramétriques est une étape indispensable pour valider les hypothèses faites dans les simulations avec des modèles de mélanges et d'éléments distincts sur l'influence des effets d'échelle, de structure granulométrique et de nature des agrégats. Elle a été définie de manière à améliorer l'état des connaissances de ces matériaux déjà étudiés en laboratoire à la boîte de cisaillement direct, au triaxial, à la colonne résonnante ou lors d'essais en cuve (Edil et Bosscher, 1994 ; Masad *et al.*, 1996 ; Feng et Sutter, 2000 ; Luong *et al.*, 2003 ; Chikatarla *et al.*, 2005 ; Gotteland *et al.*, 2005 ; Bałachowski et Gotteland, 2007 ; Mavroulidou *et al.*, 2009). A la suite de cela, des essais d'impact sur une cellule remplie des différents mélanges ont permis d'évaluer l'effet amortissant en fonction de la proportion des composants. Finalement une synthèse de ces différents essais permet de proposer des dosages adaptés à cette application en merlon pare-blocs.

Caractéristiques mécaniques

Granulométrie des matériaux et des mélanges

Le sable choisi pour cette expérience est le sable de Fontainebleau qui est un sable de référence aux caractéristiques connues (Mestat, 2000). A partir de la courbe granulométrique (Fig. 1) obtenue par la méthode par tamisage à sec après lavage, on trouve que ce sable provenant d'une carrière située à Fontainebleau est mono-granulaire, avec $d_{max} = 0,4$ mm et $d_{50} = 0,2$ mm. Le coefficient d'uniformité C_u est égal à 1,53 et celui de courbure C_c à 0,93. La mesure au pyc-

nomètre à hélium de marque Quantachrome Instruments de la masse volumique des grains du sable de Fontainebleau est 2,65 g/ml.

Le matériau simulant les déchetats de pneumatiques est obtenu à partir de déchetats réels utilisés dans le cadre du projet REMPARE réduits à la taille de copeaux de formes cubiques de côté 2 à 5 mm. Pour vérifier l'homogénéité géométrique des copeaux, ils sont passés dans des tamis de maille de 2 et 5 mm.

La mesure au pycnomètre à hélium de la masse volumique d'un morceau de pneu donne 1,13 g/ml ce qui est très légèrement différent de la masse volumique des copeaux de pneu égale à 1,164 g/ml.

Les mélanges qui feront l'objet des expérimentations décrites dans cet article sont élaborés en faisant varier le pourcentage massique de sable et de pneu : 100 % sable, 75 % sable 25 % pneu, 50 % de sable et de pneu, 25 % sable 75 % pneu, 100 % pneu.

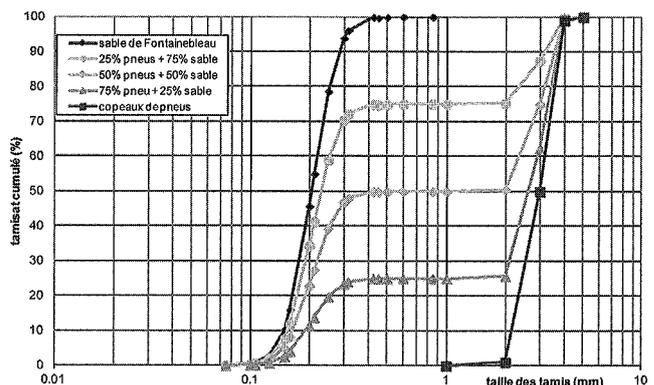


FIG. 1 Courbes granulométriques des mélanges sable de Fontainebleau, copeaux de pneumatiques.

Particle size distribution of Fontainebleau sand-tire shreds mixture.

Les courbes granulométriques obtenues présentent de ce fait un palier. Le rapport entre les valeurs des diamètres moyens d_{50} des deux matériaux constitutifs est de 15 permettant au sable de prendre place lors du mélange dans les interstices, ou pores, entre les copeaux de pneumatiques. On estime en effet à partir de résultats expérimentaux sur des mélanges binaires de matériaux mono-granulaires que ce rapport doit être au minimum de 7 pour que les particules de plus petite taille s'insèrent dans les pores de la fraction grossière (Lade *et al.*, 1998 ; Reiffsteck *et al.*, 2007b).

La figure 2a présente l'évolution de la masse volumique moyenne des grains mesurée au pycnomètre à hélium en fonction de la proportion des mélanges. Elle évolue non linéairement mais sans variation brusque notable. La masse volumique des mélanges à l'état lâche dépend de l'indice des vides et donc de l'arrangement granulaire. Les courbes de la figure 2b présentent une variation de pente au-delà de 50 % de pneumatique.

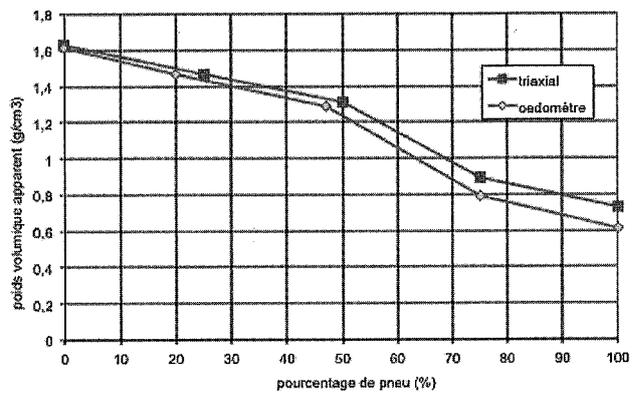
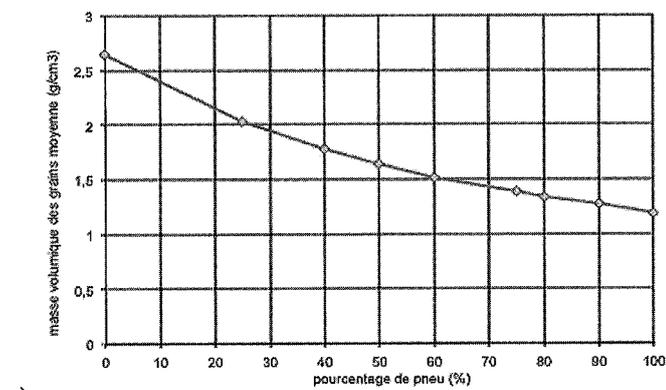


FIG. 2 a) Masses volumiques des grains moyennes et b) poids volumique apparent des mélanges sable de Fontainebleau, copeaux de pneumatiques.
 a) Mean particle density and b) bulk density of Fontainebleau sand – tire shreds mixture.

2.2

Compressibilité des mélanges

Des essais œdométriques réalisés sur cinq mélanges secs à deux composants avec le pourcentage de pneu variant de 25, 50, 75 et 100 % ont été effectués pour observer l'évolution de la compressibilité. Ils ont été réalisés conformément à la norme NF P94-090-1 sur des éprouvettes de diamètre 60 mm. La taille des plus gros copeaux reste inférieure au dixième du diamètre de la bague. Toutefois, la hauteur ne respecte pas le critère des six diamètres requis par cette norme mais comme il ne s'agit pas d'inclusions rigides comme sous-entendu par la norme, il n'y a pas eu de modification du matériel d'essais (Reiffsteck *et al.*, 2007a).

Ces essais ont été répétés deux fois (quatre fois pour le sable) pour s'assurer de la répétabilité de la procédure de mise en place dans la bague œdométrique.

La figure 3 met en évidence deux familles de courbes avec une transition assez rapide pour un pourcentage compris entre 50 et 75 %. De ce fait, il semble possible à partir des résultats des essais œdométriques de trouver la proportion correspondant à un meilleur arrangement.

On observe que les cycles de déchargement rechargement présentent la même concavité que la courbe de premier chargement du fait de l'absence d'effet différé.

Un retour élastique important est également observé proche de celui obtenu sur des sols gonflants. Cet aspect est bien sûr maximal pour le mélange 100 %

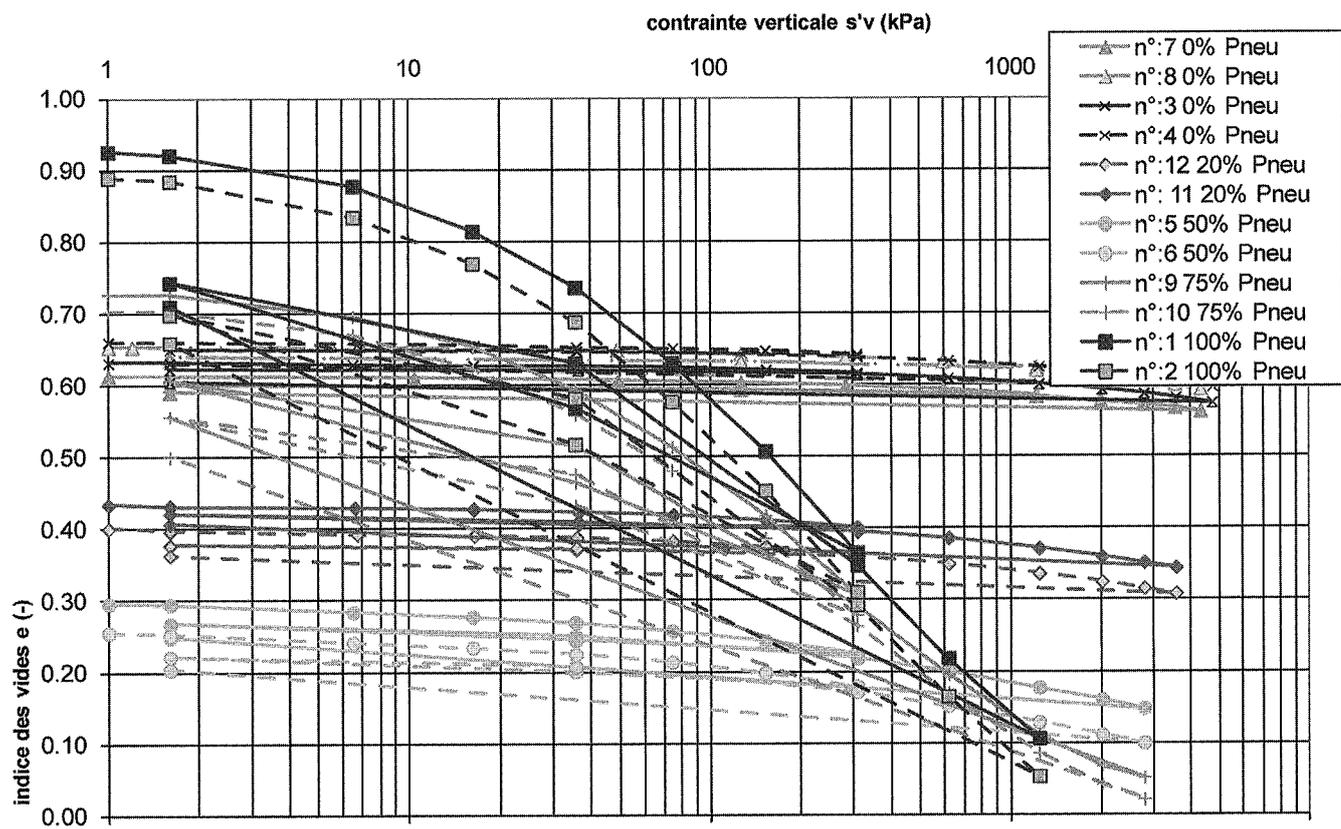


FIG. 3 Relations contrainte vertical effective et indice des vides des mélanges.
 Effective vertical stress versus void ratio of the mixtures.

pneu qui se comporte comme l'élastomère qui le compose, la faible irréversibilité provenant sans doute du réarrangement des copeaux.

A noter que pour les plus fortes contraintes, l'indice des vides devient très faible et les courbes de compression présentent une inversion de courbure typique des structures alvéolaires comprimées perpendiculairement à leur plan d'isotropie.

Le tableau I donne les valeurs des pentes des courbes (indice de compression et de gonflement) ainsi que le module œdométrique mesuré sous une charge de 100 kPa.

La figure 4 montre que la variation des indices de compression et de recompression présente une rupture de pente pour une valeur de dosage correspondant environ à 60 % de sable et 40 % de copeaux de pneumatiques. L'étude menée par Mavroulidou *et al.* (2009) aboutit à des résultats très similaires.

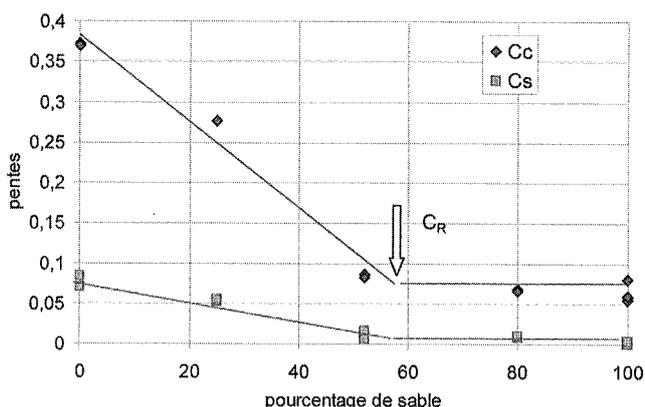


FIG. 4 Relations entre les pentes des essais de compressibilité et les proportions des mélanges.
Relation between slopes of compressibility tests and mixture proportions.

Caractéristique de cisaillement des mélanges

Afin d'étudier l'évolution des caractéristiques de cisaillement avec les proportions des composants, cinq mélanges avec le pourcentage de pneumatique variant de 25, 50, 75 et 100 % ont été réalisés et testé à l'état sec à l'appareil triaxial. Les essais sont des essais non consolidés non drainés (UU) réalisés selon la norme NF P94-074. Les éprouvettes ont été reconstituées au préalable dans un moule métallique sécable directement dans l'appareil triaxial avec une dimension de 100 mm de hauteur, de 50 mm de diamètre. Les mélanges ont été mis en place à la cuillère avec une hauteur de chute constante puis légèrement vibrés pour limiter les difficultés au démoulage réalisé avec une dépression.

Une mesure des indices des vides minimal et maximal selon la norme NF P94-059 a été réalisée sur les copeaux de pneumatique et le sable de Fontainebleau (tableau II). L'indice de densité de mise en œuvre vaut 0,85 pour le sable et 0,20 à 0,73 pour les copeaux pour l'essai triaxial et œdométrique respectivement (tableau III). Malgré l'application de procédures normalisées, le matériau copeaux pur n'a pu être mis en œuvre à un indice des vides suffisamment élevé au triaxial au risque d'obtenir une éprouvette très instable pour le montage (Fig. 5).

Avec un mélange à deux composants, on trouve que quand le pourcentage de particules fines, ici le sable, est de 0 %, l'indice des vides du mélange est

TABEAU II Indices des vides minimaux et maximaux des matériaux testés.

Matériau	e_{min}	e_{max}
Sable de Fontainebleau	0,57	0,92
Pneu	0,31	1,04

TABEAU I Résultats des essais œdométriques.

Mélange	Poids volumique (kN/m ³)	Indice des vides initial	$E_{œd}$ (MPa)	C_s	C_c
0 % pneu – 100 % sable	1,61	0,64	33,6	0,004	0,055
20 % pneu – 80 % sable	1,47	0,42	15,6	0,008	0,067
50 % pneu – 50 % sable	1,29	0,50	6,96	0,008	0,083
75 % pneu – 25 % sable	0,79	0,72	1,46	0,052	0,276
100 % pneu – 0 % sable	0,60	0,91	1,23	0,075	0,370

TABEAU III Résultats des essais triaxiaux.

Mélange	Poids volumique (kN/m ³)	Indice des vides initial	$E_{1,3\%}$ (MPa)	E_{50} (MPa)	C_{uu} (kPa)	ϕ_{ult} (°)
0 % pneu – 100 % sable	16,35	0,62	19,3	15,7	22	36,3
20 % pneu – 80 % sable	14,73	0,37	12,8	9,49	27	33,9
50 % pneu – 50 % sable	13,13	0,27	5,51	4,26	22	31,5
75 % pneu – 25 % sable	9,00	0,51	2,60	1,45	4	25,8
100 % pneu – 0 % sable	7,25	0,58	1,35	0,92	9	18,5

celui des grosses particules, les copeaux. Quand on augmente un peu le pourcentage des particules fines, celles-ci s'insèrent dans les vides entre les gros grains, l'indice des vides diminue, passe par un minimum puis augmente (Fig. 5). L'indice des vides minimum (e_{min}) est atteint quand les vides entre les gros grains sont remplis des particules fines (Lade *et al.*, 1998 ; Reiffsteck *et al.*, 2007b). Le pourcentage à ce seuil est noté C_R sur la figure 5.

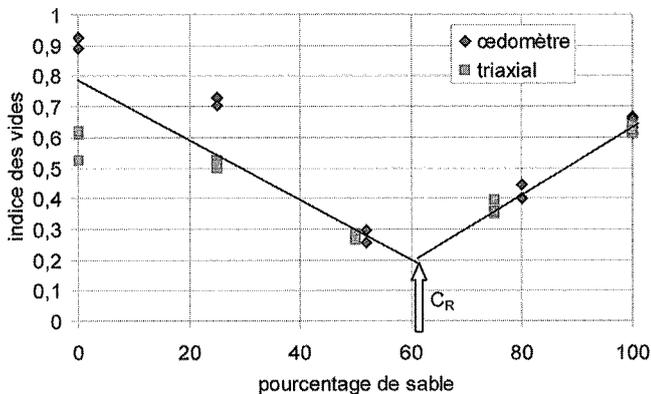


FIG. 5 Évolution de l'indice des vides pour les différents mélanges.
Variation of void ratio for the various mixture.

Pour des pourcentages inférieurs à 30 %, une forte influence de l'indice des vides est observable. Il semble que pour un pourcentage de sable supérieur, le comportement est piloté par le squelette granulaire.

Finalement, le cisaillement non drainé a été réalisé à trois pressions effectives de confinement σ'_3 : 50, 100 et 150 kPa, respectivement à une vitesse de déformation de 0,6 %/min, ce qui est la valeur basse de la vitesse préconisée pour réaliser l'essai UU. Les essais ont été poursuivis jusqu'à une déformation de 15 % voire jusqu'à 25 % pour obtenir un pic (Fig. 6).

On observe une évolution continue des courbes effort-déformation des éprouvettes constituées uniquement de sable vers celles constituées uniquement de copeaux de pneumatiques. Pour chaque pression de confinement, la courbe correspondant à un mélange à 50 %-50 % reste proche du groupe 100 % de sable et 75 % sable - 25 % copeaux.

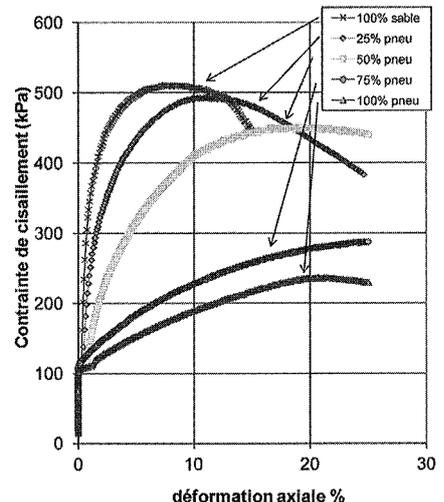
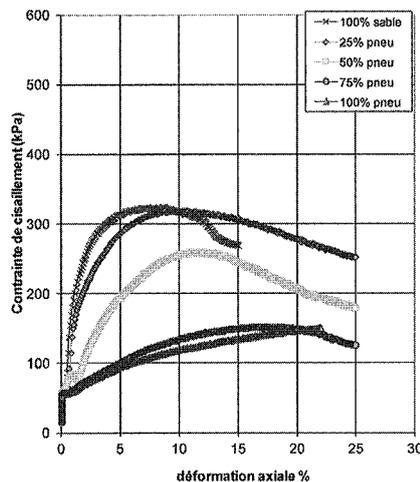
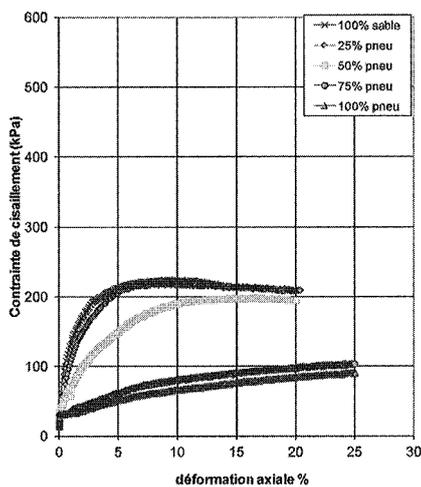


FIG. 6 Relations $q - \epsilon_1$ des mélanges à 50, 100 et 150 kPa de contraite de confinement.
Relation deviator versus vertical strain of mixture for 50, 100 and 150 kPa of confining stress.

On peut en première approche conclure que le changement de comportement s'effectue à un pourcentage entre 50 % et 25 % de sable.

Les modules déduits des essais œdométriques et triaxiaux évoluent en fonction du pourcentage de sable (Fig. 7).

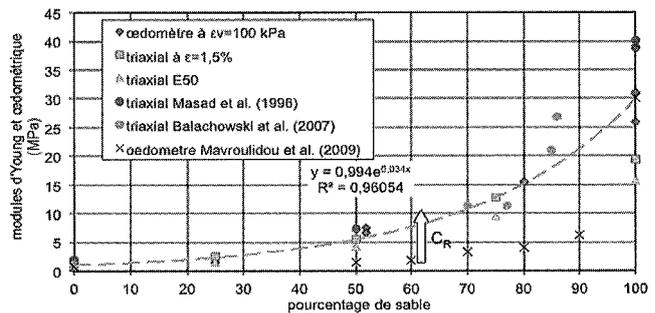


FIG. 7 Évolution des modules élastiques pour les différents mélanges.
Evolution of elastic modulus for the various mixtures.

Le module d'Young obtenu au triaxial sur l'éprouvette composée uniquement de copeaux de caoutchouc confinée à 100 kPa est de 1,15 MPa, valeur que l'on peut comparer au module d'Young du caoutchouc plein évalué à 10 MPa.

Les résultats obtenus sont en accord avec l'étude menée par Masad *et al.* (1996) avec des granulométries de copeaux et de sable très similaires à celles de l'étude présentée et celle faite Feng et Sutter (2000) en petites déformations. Nous avons également représenté les résultats de Bałachowski et Gotteland (2007) obtenus au triaxial sur des chips à forte granulométrie dans la configuration de dépôt aléatoire. Cette étude menée en amont du projet REMPARE permet d'avoir des informations avec des tailles de déchetats proches de celles utilisées dans les ouvrages réels.

Les valeurs proposées par Mavroulidou *et al.* (2009) sont très faibles, toutefois les conditions d'essai et la nature exactes des mélanges représentés sur les figures ne sont pas précisés.

Ce constat peut également être fait sur la figure 8 qui met en évidence l'évolution de l'enveloppe de rupture au pic avec les pourcentages de copeaux de pneumatiques dans l'éprouvette.

Essais d'impact

Principe de l'essai

L'essai d'impact, développé spécifiquement pour cette étude, consiste à solliciter une éprouvette de forme cubique de côté 10 cm par un impact localisé sur une face ; les autres faces étant confinées (Fig. 10). Le confinement apporté par la cellule (coffrage et chapeau sur l'éprouvette) a pour objectif de simuler les conditions aux limites d'une cellule environnée par d'autres cellules au sein d'un merlon pare-blocs.

L'impacteur est une demi-sphère métallique projetée contre la face de l'éprouvette au moyen d'un vérin pneumatique horizontal. L'ensemble est attaché à un socle pour un meilleur maintien.

Il est possible d'estimer l'énergie de l'impact à partir de la variation d'énergie cinétique subie par l'impacteur au moment de la frappe. La pression P s'exerçant sur le piston de surface S crée une force F qui provoque un déplacement de ce dernier. Au moment de l'impact, l'énergie cinétique de la tige est égal au travail de la force extérieure F :

$$\text{tel que : } \Delta E = \sum W(F_{\text{ext}})$$

$$\frac{1}{2} m \times V^2 = P \times S \times L$$

avec :

- S la section supérieure du piston subissant la pression de l'air comprimé ;
- P la pression de l'air comprimé ;
- L la course du piston ;
- m la masse du piston.

D'où on peut tirer une expression simplifiée de la vitesse au moment du choc :

$$V = \sqrt{\frac{2 \times (P \times S) \times L}{m}} = 8,7 \text{ m/s}$$

L'estimation de la vitesse d'impact peut être faite connaissant la pression de 700 kPa (1 Pa = 0,10194 kg.m⁻¹.s⁻²) appliquée sur une surface intérieure du vérin de 5,01 cm², de la masse de la tige du vérin de course de 160 mm équipé d'un capteur et de la sphère évaluée à 0,150 kg. Ce qui donnerait une énergie d'impact de $E = 5,7 \text{ J (kg.m}^2\text{/s}^2\text{)}$, valeur bien inférieure au 10 kJ mis en œuvre dans les expérimentations semi-grandeur (Haza-Rozier *et al.*, 2010). Toutefois ces expérimentations n'ont pas pour but de respecter les lois de la similitude mais de fournir un cadre de référence qualitatif.

Le système de mesure comportant sept capteurs permet de suivre l'impact (Fig. 10) :

- un capteur de force placé sur la tige du vérin horizontal mesure la force d'impact ;
- un capteur de pression placé sur le boîtier permet de mesurer la stabilité de la dépression appliquée à l'éprouvette ;
- cinq capteurs plats de pression ou capteurs de contact (Fig. 11). Ils sont placés sur les trois faces verticales du boîtier pour mesurer la réaction de l'éprouvette vis-à-vis de l'impact.

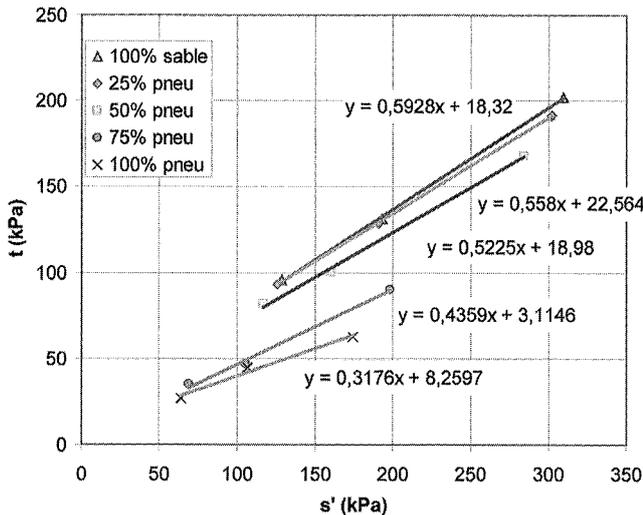


FIG. 8 Relations s' - t des différents mélanges. Failure envelopes for the different mixtures.

La figure 9 et le tableau III montrent que l'évolution de l'angle de frottement en fonction du pourcentage de copeaux de pneumatiques est continuellement décroissante. Cette observation a également été faite par Masad *et al.* (1996). Les essais triaxiaux drainés réalisés par Gotteland *et al.* (2005) et Zornberg *et al.* (2004) avec chips de caoutchouc de grande taille par rapport au triaxial donnent la même tendance. Ils ont également constaté une grande importance de l'orientation des particules dans l'éprouvette. Les mesures réalisées à la boîte de cisaillement par Edil et Bosscher (1994) ne semblent pas en accord avec ces résultats. On peut toutefois observer que la taille importante des copeaux de pneumatiques testés dans la boîte a pu perturber les mesures réalisées par ces auteurs (Reiffsteck *et al.*, 2007a).

La cohésion apparente observée (à l'exception des valeurs données par Masad *et al.*, 1996) semble maximale pour l'état qui a été observé comme le plus dense (Fig. 5).

La cohésion apparente du sable est probablement liée à la réalisation de l'essai en condition UU avec une vitesse de chargement élevée nuisant à l'apparition de la localisation des bandes de cisaillement au sein de l'éprouvette. Cependant, ce type d'essai est sans doute plus représentatif des conditions de chargement rapide que subiraient des ouvrages étudiés.

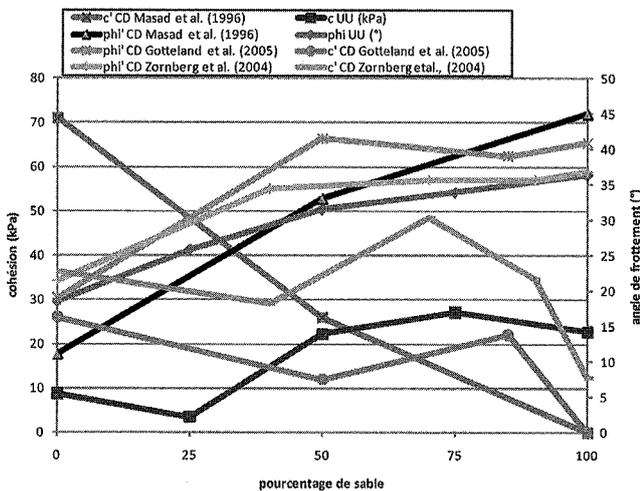


FIG. 9 Valeurs des paramètres de rupture pour les différents mélanges. Failure parameters obtained for different mixtures.

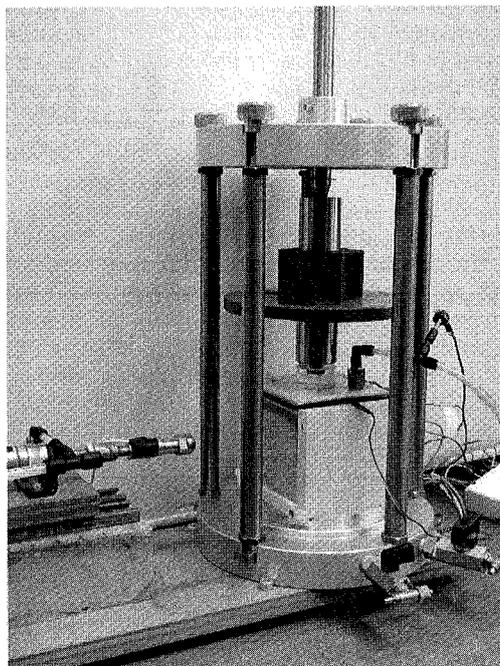
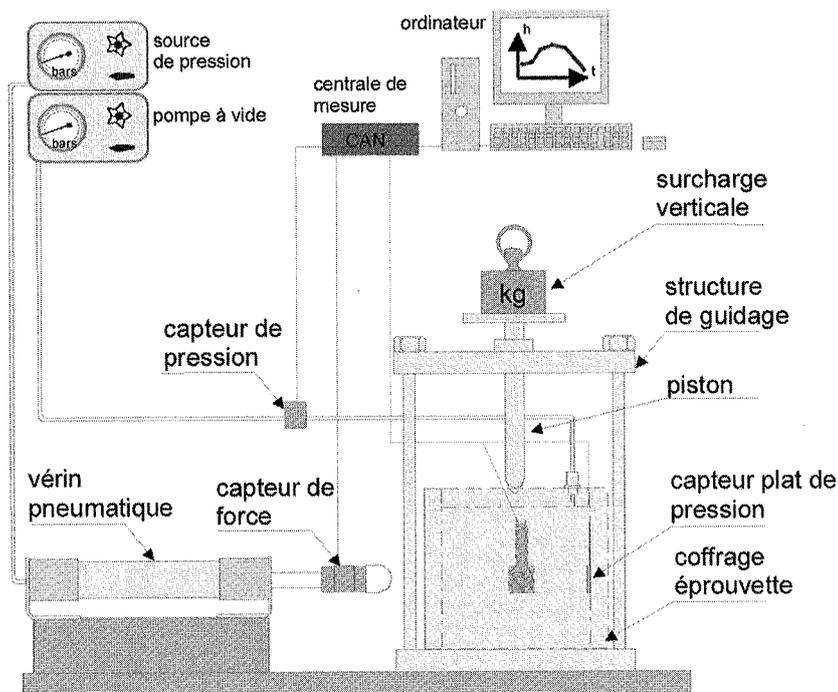


FIG. 10 Schéma du dispositif d'impact sur éprouvettes.
Apparatus used to impact cubic samples.

L'acquisition des mesures est réalisée par un système d'acquisition constitué :

- d'un boîtier d'acquisition National Instruments (NI USB-6211) suffisamment rapide pour les mesures envisagées ;
- d'un ordinateur avec un programme spécifiquement écrit pour l'application sous l'environnement Labwindows de National Instruments.

Les valeurs sont acquises par le programme toutes les centièmes de seconde pendant la durée de l'essai et sont enregistrées au format texte.

3.2

Description des résistances de détection de force

Les capteurs plats de pression, ou résistance de détection de force pour *Force Sensitive Resistors (FSR)* en anglais, sont des capteurs tactiles initialement mis au point pour les claviers d'instruments de musique afin de moduler le son en fonction de la force de frappe sur les touches. Leur sensibilité à la force est optimisée pour la commande tactile d'appareils électroniques et

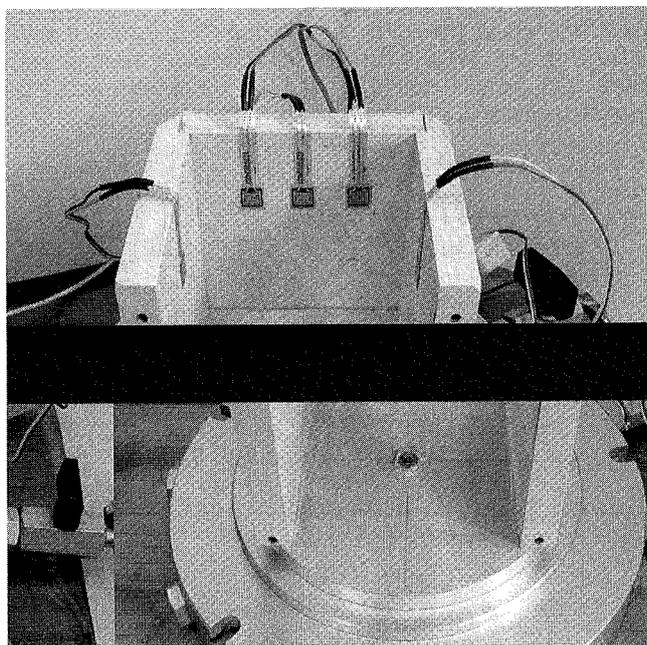
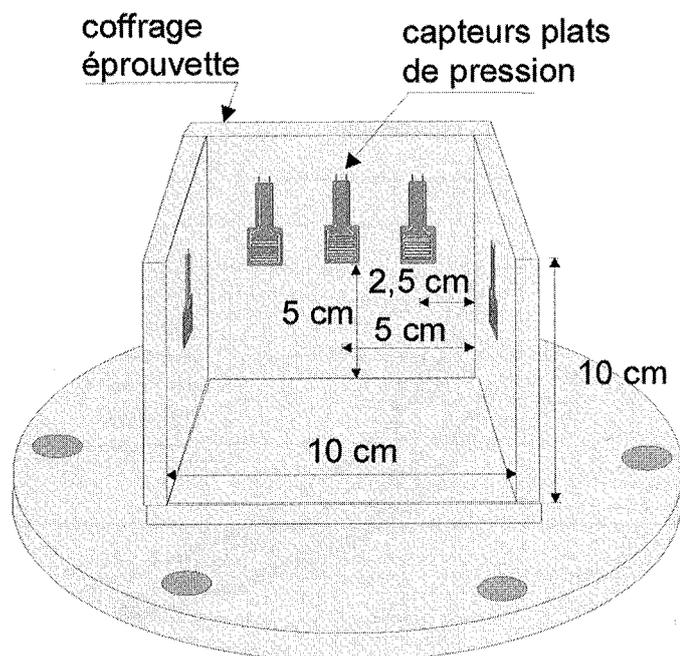


FIG. 11 Position des cinq capteurs plats de pression.
Localisation of the five flat pressure transducers.

mécaniques dans les plages de pressions à l'échelle humaine (de 0,1 à 1 bar). Ce type de capteur est plus simple d'utilisation que les capteurs Tekscan utilisés par Paikowskiet Hadjuk (1997) et Chikatamarla *et al.* (2005).

Il s'agit de composants dont la résistance décroît d'autant plus que la force appliquée perpendiculairement à sa surface augmente. Ce type de capteur présente une hystérésis plus faible que le caoutchouc conducteur et est moins sensible aux vibrations que les capteurs à couche piézoélectrique. Un capteur élémentaire se compose de deux feuilles de polymère laminées ensemble. L'une des feuilles est recouverte d'un réseau d'électrodes à plages intercalées, l'autre d'un matériau semi-conducteur (Fig. 12). Lorsqu'une force est appliquée sur le composant, le matériau semi-conducteur shunte plus ou moins les électrodes à plages intercalées. Le temps de montée mécanique est normalement de 1 à 2 millisecondes environ. Ces capteurs présentent une dégradation minimale de performance (5 %) après dix millions de cycles.

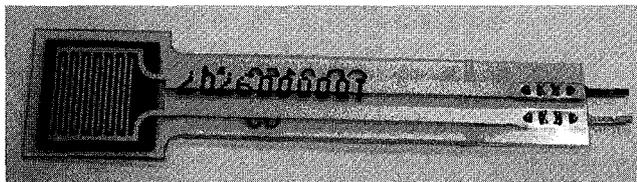
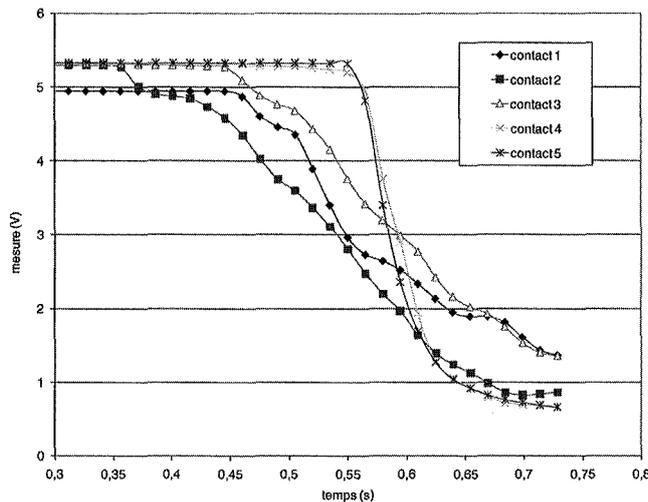


FIG. 12 Capteur plat de pression.
Force sensitive resistors.

Les capteurs choisis pour les essais ont une surface de mesure de 1 cm de côté. Ces composants peuvent avoir jusqu'à 55 cm de large sur 75 cm de long et ont une épaisseur variant entre 0,20 et 0,75 mm.

La figure 13a donne un exemple de réaction des capteurs lorsqu'ils sont pressés manuellement.

Les capteurs ont été étalonnés sur des chemins croissant et décroissant de chargement. La relation observée en la pression appliquée et la mesure est logarithmique (Fig. 13b). Toutes les relations ont été calées avec un coefficient de détermination compris entre 0,88 et 0,98.



La position des cinq capteurs plats sur les parois est donnée sur la figure 14. Trois sont placés au milieu des faces verticales et les deux derniers capteurs en complément sur la face verticale du fond entre le milieu de la face et l'arête.

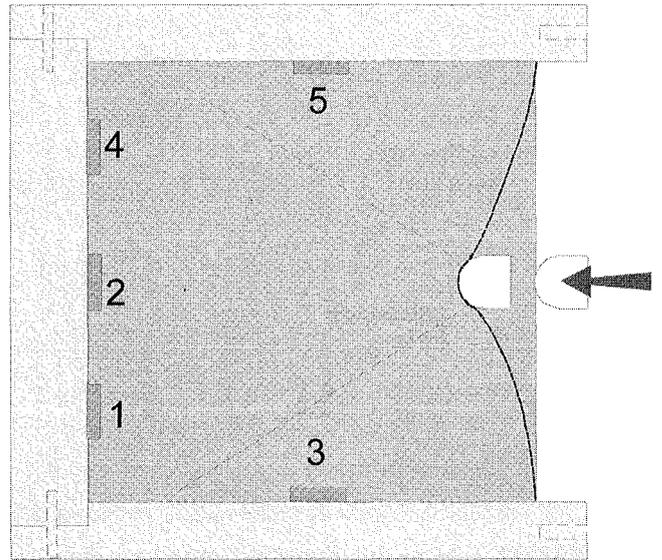


FIG. 14 Positionnement des capteurs plats de pression.
Location of flat pressure transducers.

3.3

Réalisation des essais

Les mélanges sont placés dans une membrane en latex habituellement utilisée pour les essais de type triaxiaux placée à l'intérieur des trois parois du dispositif.

Lors de la reconstitution des éprouvettes, une plaque amovible vient fermer les trois plaques pour créer un moule cylindrique à base carrée. Les mélanges sont déposés manuellement avec une hauteur de chute nulle puis légèrement vibrés par des chocs sur les parois du dispositif. Le chapeau est placé sur les mélanges et la membrane est maintenue sur celui-ci par un joint torique.

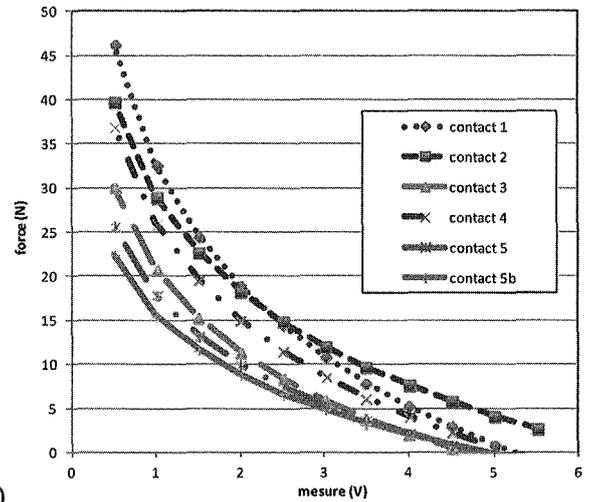


FIG. 13 Capteurs plats de pression : a) sensibilité et b) étalonnage.
Flat pressure transducers : a) sensibility and b) calibration.

Les essais étant réalisés avec le matériau sec, un léger vide permet de simuler un confinement produit par les structures de grillage métallique.

Après avoir retiré la face amovible, le piston vertical est mis en contact pour appliquer un chargement équivalent à une cellule supplémentaire.

3.4

Déclenchement de l'impact

Après le lancement du logiciel d'acquisition, l'impact est déclenché par mise en contact de la chambre du vérin et le réseau d'air comprimé par action manuelle sur une vanne. La phase d'impact est très brève de l'ordre du dixième de seconde.

4

Programme expérimental

Le plan d'expérience a consisté principalement à examiner l'influence des pourcentages respectifs des fractions granulométriques. Lors des premiers essais, il a été constaté une certaine dispersion des résultats. De ce fait, les essais d'impact ont été répétés de quatre à huit fois.

4.1

Résultats et analyses

Les figures 15 à 17 regroupent trois exemples des résultats d'essais. Sur ces graphiques, l'évolution des forces mesurées a été représentée en fonction du temps. Afin d'observer la réactivité de tous les capteurs, les valeurs des pressions mesurées sont normalisées par la valeur finale. Sur l'autre graphique (les figures notées b), les mesures ont été mises à l'échelle.

Les figures montrent que tous les capteurs réagissent mais pas avec la même amplitude et ceci en fonction de la nature du mélange sur lequel l'impact

est réalisé. Il semble que des répartitions des déformations privilégiées apparaissent et que des voûtes peuvent se former, comme illustré sur la figure 14.

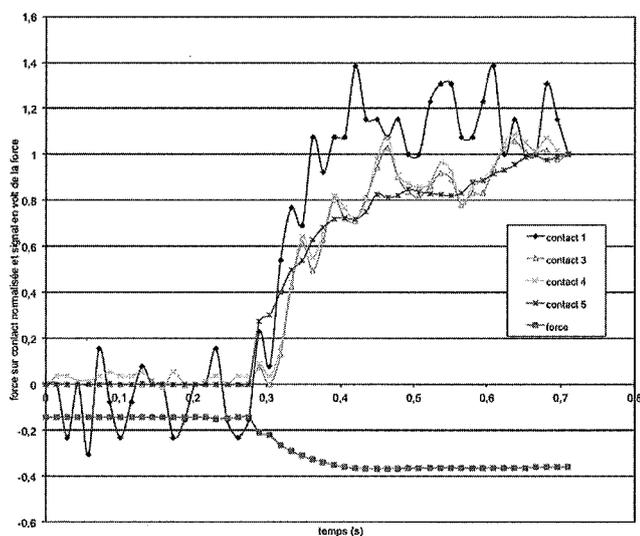
Lors des essais sur les éprouvettes avec 100 % de sable le détecteur 2 (celui au milieu de la face du fond) n'a rien détecté du fait d'un dysfonctionnement. Son signal n'a donc pas été représenté.

Les signaux sont croissants puis restent stables sur un plateau contrairement aux essais pendulaires menés par Haza-Rozier *et al.* (2010) et Lambert *et al.* (2010) ou gravitaires réalisés ou décrits par Lambert (2007) et Gotteland *et al.* (2007) qui présentent tous une décroissance du signal liée à la dissipation de l'énergie cinétique par l'endommagement de l'ouvrage. Les impacts imposés par le vérin ont un caractère moins impulsif que les impacts pendulaires ou gravitaires. La plus faible énergie de l'impact et la taille des grains ne permettent pas un réarrangement et une rupture de ceux-ci.

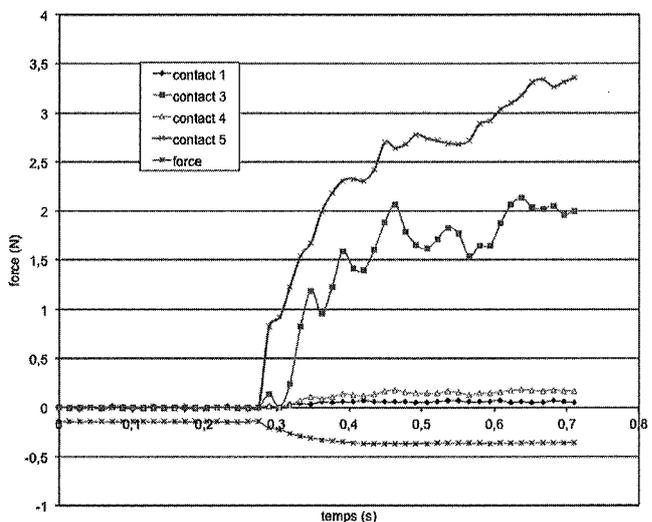
Pour un pourcentage de sable inférieur à 60 % ou de caoutchouc supérieur à 40 % les signaux obtenus au niveau des capteurs plats deviennent plus importants (Figs. 15b et 17b). On constate que pour le dosage 100 % de sable, il n'existe pas de différences notables entre les arrivées d'ondes de compression sur les différents capteurs. Dès l'ajout de copeaux de caoutchouc, une asymétrie est constatée. Certains capteurs observent l'impact avec un retard (contact 2 à 60 % - figure 16a - et 3 et 4 à 100 % - figure 17a - de pneu par exemple).

Ces observations semblent en accord avec celles faites par Lambert *et al.* (2010) sur les merlons du Centre d'expérimentations routière de Rouen. La contrainte transmise dans l'ouvrage était supérieure avec le noyau en mélange sable-pneumatique qu'avec le sable pur et la transmission est retardée pour l'ouvrage contenant des déchetats de pneumatiques.

Lors des essais sur les éprouvettes de pneu (100 % de pneu), le vérin s'enfonce beaucoup plus facilement et la membrane a tendance à se déchirer. Ceci peut avoir faussé les résultats.



a)



b)

FIG. 15 Résultats d'essais d'impact pour un mélange de 100 % sable - 0 % pneu : a) signal brut, b) mesures mises à l'échelle.

Results of impact tests for a mixture of sand 100 % - 0 % tire, a) raw signal, b) measures scaled.

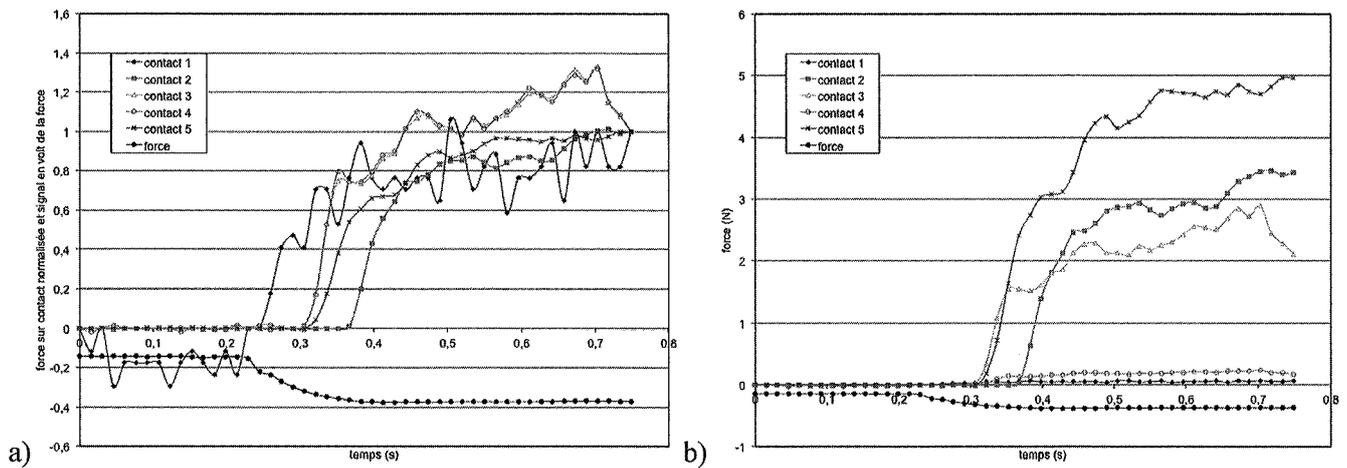


FIG. 16 Résultats d'essais d'impact pour un mélange de 60 % sable – 40 % pneu, a) signal brut, b) mesures mises à l'échelle.
Results of impact tests for a mixture of sand 60 % – 40 % tire, a) raw signal, b) measures scaled.

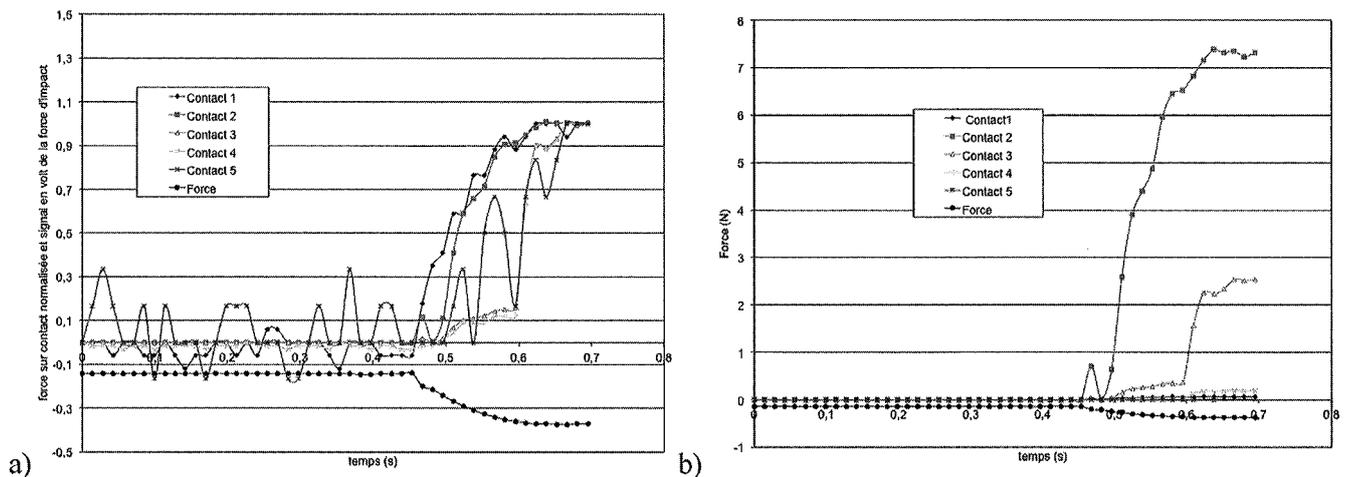


FIG. 17 Résultats d'essais d'impact pour un mélange de 0 % sable – 100 % pneu, a) signal brut, b) mesures mises à l'échelle.
Results of impact tests for a mixture of sand 0 % – 100 % tire, a) raw signal, b) measures scaled.

Les graphiques de la figure 18 représentent l'évolution des forces obtenues sur chaque capteur (moyenne des essais de répétition) en fonction du dosage du mélange.

On remarque sur la figure 18a que les amplitudes des capteurs 1 et 4 croissent avec le pourcentage de sable à l'inverse du capteur 2, les capteurs 3 et 5 positionnés sur les faces latérales sont sensiblement constants bien que dispersés.

Sur la figure 18b, des moyennes ont été réalisées en fonction de la position des capteurs sur les faces de la cellule. Cette représentation, plus synthétique, permet de constater que pour les mélanges les plus sableux, l'impact est transféré principalement au fond de la cellule. Ce qui est cohérent avec l'augmentation du module du mélange observée lors des essais œdométriques et triaxiaux.

Cette distribution est cohérente avec les observations faites par Haza-Rozier *et al.* (2010) avec des capteurs d'efforts disposés sur une plaque instrumentée à l'arrière des merlons testés.

La figure 19 présente l'évolution des forces d'impact en fonction du temps pour les différentes modalités. Le montage utilisé pour ces essais ne reproduit que partiellement l'impact d'un bloc sur un élément pare-blocs du fait du maintien de la pression dans le vérin après l'impact. Il n'y a pas de décroissance de l'effort après l'atteinte du pic. La chute du signal correspond à la diminution de la pression provoquée par l'action de l'opérateur sur la vanne.

Sinon, on ne voit pas de réelles différences entre les onze expériences. Le temps de réaction des capteurs après l'impact est sensiblement le même. La figure 20 montre que les pentes sont très proches et évoluent de manière identique quels que soient les pourcentages. Les intensités détectées sont les mêmes peu importe le pourcentage de pneu dans l'éprouvette (Fig. 19).

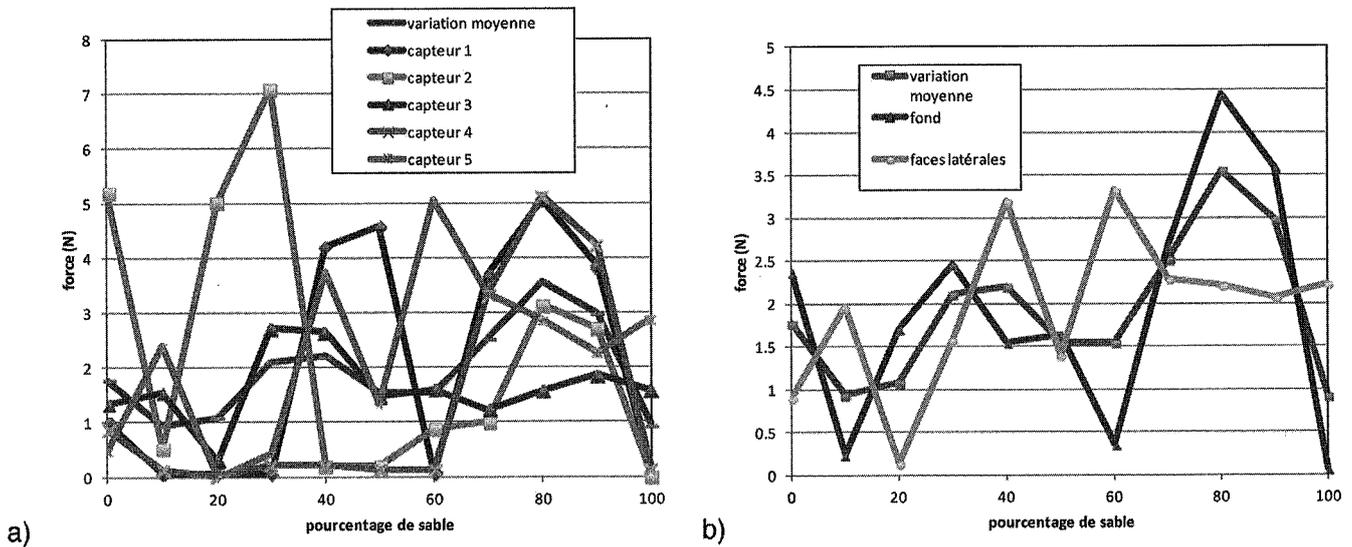


FIG. 18 Transfert des efforts dans l'échantillon lors de l'impact.
 Transfert of force in the sample during impact.

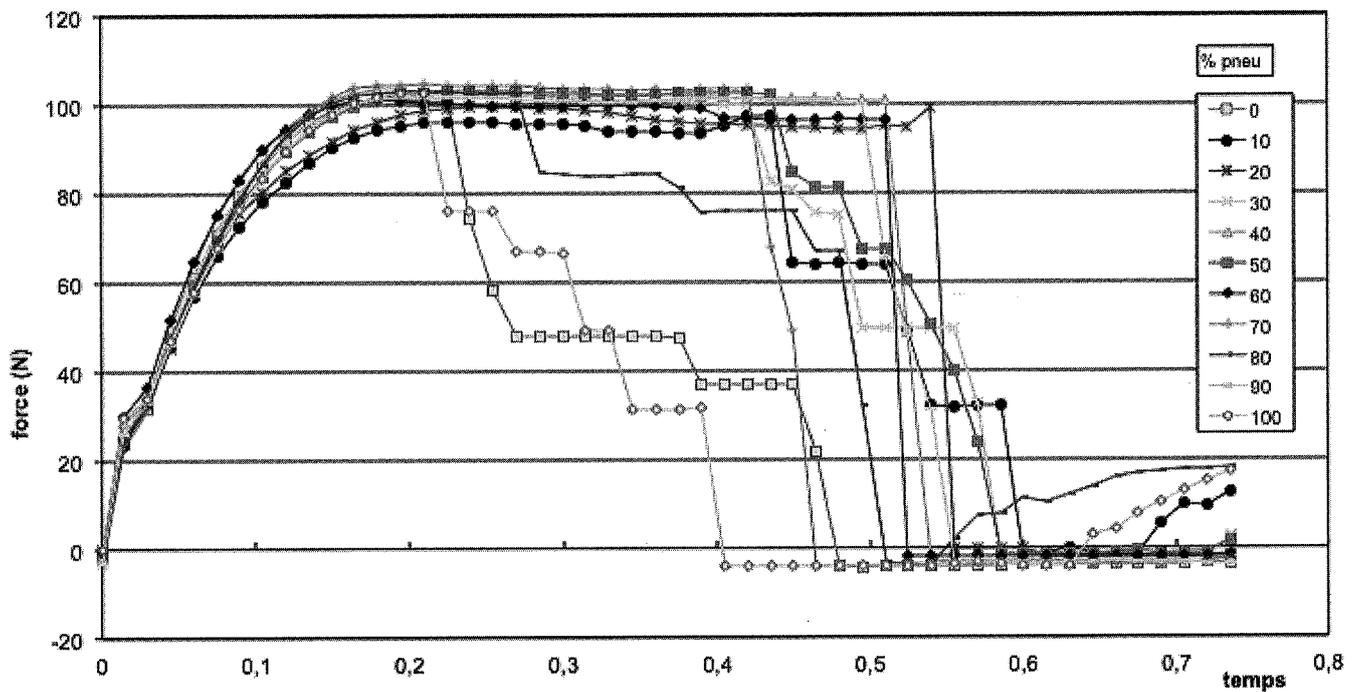


FIG. 19 Temps de réponse du capteur de force.
 Response time of the force sensor.

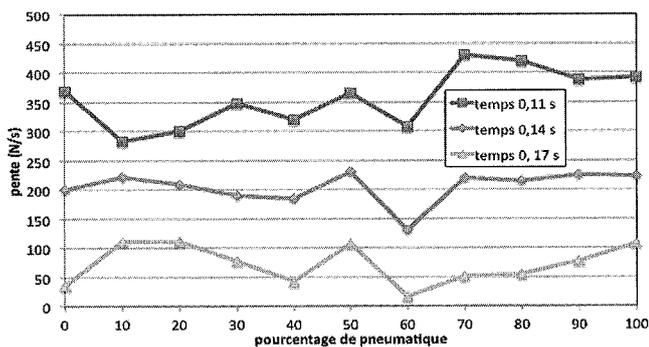


FIG. 20 Pente des courbes d'évolution de la force avec le temps.
 Slope of force versus time curves.

5

Conclusion

L'étude expérimentale exposée dans cet article a permis de constituer une base de données sur le comportement d'éprouvettes reconstituées avec des copeaux de pneumatiques, et du sable dans des conditions d'essais œdométriques, triaxiales et d'impact.

Contrairement à ce qui a été observé sur des mélanges binaires où les deux composantes ont des rigidités proches, les mélanges sable-pneum présentent une capacité d'amortissement, d'un impact, optimum entre 50 et 80 % de matériau le plus grossier (copeaux de pneumatiques) et il est constaté que la résistance au cisaillement est malheureusement plus faible. Il a été

observé qu'un mélange à environ 60 % de sable (particules fines) et 40 % de copeaux (grosses particules), garantit un arrangement optimal. Il semble donc que plus l'indice des vides au sein de l'éprouvette est petit, meilleurs sont le comportement mécanique et la résistance au cisaillement du mélange. Toutefois, le rapport des dimensions des particules fines et des particules grossières, considérées dans cette étude comme étant respectivement un ballast et des déchetats de pneumatiques, donc la forme de la courbe granulométrique régule l'apport d'amortissement et de résistance au cisaillement.

Les essais d'impacts réalisés en laboratoire ont validé ces tendances et ont permis de confirmer les observations faites sur les merlons soumis à impacts pendulaires réalisés dans REMPARE. La présence de pneumatique ralentit la montée en efforts à l'intérieur du noyau mais augmente son amplitude.

De plus, il a été constaté lors de nos expériences que la succession d'impacts de même énergie ne densifie pas considérablement les mélanges comportant du pneu, limitant l'effet destructeur de la répétition de l'impact si la structure de confinement résiste.

Il semble donc nécessaire lors du choix du dosage des mélanges amortisseurs destinés à être intégrés dans les merlons pare-blocs de préconiser ces ratios.

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier le projet ANR REMPARE qui a financé ces expériences et C.-A. Bonneau, stagiaire au LCPC pour son aide précieuse lors de la réalisation des expérimentations.

Bibliographie

- Balachowski L., Gotteland P. – Characteristics of Tyre Chips-Sand Mixtures from Triaxial Tests. *Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics*, vol. 54, n° 1, 2007, p. 25-36.
- Chikatamarla R., Laue J., Springman S. – Stress distribution of rockfall events on protection galleries. *16^e ICSMGE*, Osaka, Balkema Ed., 2005, p. 2789-2792.
- Edil T.B., Bosscher P.J. – Engineering Properties of Tyre Chips and Soil Mixtures. *Geotechnical Testing Journal*, 17 (4), 1994, p. 1-464.
- Feng Z.-Y., Sutter K. – Dynamic properties of granulated rubber/sand mixtures. *GTJ* 23 (3), 2000, p. 338-344.
- Gotteland P., Lambert S., Balachowski L. – Strength characteristics of tyre chips-sand mixtures. *Studia Geotechnica et Mechanica*, vol. XXVII, n° 1-2, 2005, p. 55-66.
- Gotteland P., Lambert S., Salot Ch. – Investigating the Strength characteristics of tyre chips-sand mixtures for geo-cellular structure engineering. *Int Workshop on scrap tyre derived geomaterials*, Yokosuka, Japan, 2007, 10 p.
- Haza-Rozier E., Reiffsteck Ph., Vincelas G., Lambert S., Haymann A., Gotteland P., Douaillat M. – Tests de merlons amortisseurs sur une station d'essais d'impacts pendulaires. Journées nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur. *JNGG2010*, Grenoble 7-9 juillet 2010.
- Lambert S. – *Comportement mécanique de géocellules ; application aux constituants de merlons pare-blocs cellulaires*. Thèse de doctorat, Université Joseph-Fourier, Grenoble, 2007, 237 p.
- Lambert S., Heymann A., Gotteland P., Douaillat M., Haza-Rozier E., Vincelas G. – Comparaison expérimentale semi-vraie grandeur du comportement de trois structures pare-blocs. Journées nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur. *JNGG2010*, Grenoble 7-9 juillet 2010.
- Lade P.V., Liggio C.D., Yamamuro J.A. – Effects of non-plastic fines on minimum and maximum void ratio of sand, *GTJODJ*, 21 (4), 1998, p. 336-347.
- Luong M.P., Eytard J.C., Khay M., Vincelas G., Papachristou – Transmissibilité vibratoire d'un géomatériau de recyclage. *6^e colloque national AFPS, École polytechnique*, vol. 1, 2003, p. 349-356.
- Mavroulidou M., Etan O., Suntharalingam M. – Mechanical properties of granulated tyre rubber-sand mixtures. 11th International conference on environmental science and technology, *CEST2009*, Chania, Crete, Greece, vol. A, 2009, p. 899-906.
- Masad E., Taha R., Ho C., Papagiannakis T. – Engineering Properties of Tire/Soil Mixtures as a Lightweight Fill Material. *ASTM GTJ*, vol. 19, n° 3, 1996, p. 1-304.
- Mestat Ph. – *De la rhéologie des sols à la modélisation des ouvrages géotechniques*. Études et Recherches des LPC, GT 67, Laboratoires central des ponts et chaussées, 2000, 235 p.
- Paikowsky S.G., Hajduk E.L. – Calibration and Use of Grid-Based Tactile Pressure Sensors in Granular Material. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, 20 (2), 1997, p. 218-241.
- Reiffsteck Ph., Arbaut J., Sagnard N., Khay M., Subrin D., Chapeau C., Levacher D. – Mesures en laboratoire du comportement mécanique des sols grossiers. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 268-269, 2007, p. 59-82.
- Reiffsteck Ph., Nguyen Pham P.T., Arbaut J. – Influence de la répartition granulométrique sur le comportement mécanique d'un sol. *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*, n° 268-269, 2007, p. 83-104.
- REMPARE – Présentation du projet, 2010, site internet www.rempare.fr.
- Zornberg J.G., Cabral A.R., Viratjandr C. – Behaviour of tire shred-and mixtures. *Can. Geotech. J.*, 41, 2004, p. 227-241.

Estimation des propriétés mécaniques à long terme des sédiments de Dunkerque traités à la chaux ou au ciment

N.E. ABRIAK¹
D. WANG^{1,2}
R. ZENTAR¹

¹ Département Génie Civil
et Environnemental
École des mines de Douai
941, rue Charles Bourseul
BP 10838
59508 Douai Cedex, France

² Geotechnical Research
Institute Hohai University
1 Xikang Road
210098 Nanjing, China

Résumé

Le travail présenté dans cet article a pour objectif de combler le manque d'information concernant l'évolution des propriétés mécaniques à long terme de sédiments traités à la chaux et/ou au ciment. Les essais de compression et de traction indirecte sont effectués afin de déterminer les résistances des sédiments à différentes échéances et en particulier à 360 jours. La résistance à la traction et le module mesurés à cette dernière échéance permet d'évaluer le potentiel des matériaux pour une utilisation en couche d'assise de chaussée. Les rapports des résistances R_{td}/R_{t360d} et des modules E_{td}/E_{t360d} sont calculés expérimentalement puis comparés à ceux préconisés par les normes françaises NF P 98-113 (1994) et NF P 98 114-3 (2001) pour des matériaux standards. A l'exception des essais sur SD6L, les valeurs obtenues sont légèrement en dessous des valeurs proposées pour l'estimation des résistances en traction des matériaux à 360 jours toutefois systématiquement au-dessus des valeurs proposées pour l'estimation des modules d'élasticité à 360 jours.

Mots-clés : sédiments marins, ciment/chaux, propriété à long terme, résistance, classification.

Estimation of long-term mechanical properties of Dunkerque sediments treated with lime or cement

Abstract

The present work in this paper aims to make up the lack of information concerning the evolution of long-term mechanical properties of sediments treated with lime and/or cement. The unconfined compression tests and indirect tensile tests are performed to determine the compressive strength and tensile strength of sediments at different curing times and in particular at 360 days. The tensile strength and elastic modulus measured at 360 days allows evaluating the potential use of designed materials in base course layer. The strength ratios R_{td}/R_{t360d} and modulus ratios E_{td}/E_{t360d} are experimentally calculated and then compared to those recommended by French standard NF P 98-113 (1994) and NF P 98 114-3 (2001) for standard materials. With the exception of SD6L, the obtained values are slightly below the proposed values for estimating the tensile strengths of materials at 360 days but always above the proposed values for estimating elastic modulus at 360 days.

Key words: marine sediments, cement/lime, long-term property, strength, classification.

Introduction

Les sédiments marins sont des matériaux issus de l'érosion de roches mères, ces derniers peuvent être transportés par les cours d'eau ou le vent puis déposés en mer. Ce dépôt de matière dans des emplacements exploités par le trafic maritime peut nécessiter des opérations d'entretien pour retrouver des conditions optimales pour la circulation de navires. En France, la quantité des sédiments de dragage est considérable et potentiellement problématique. Pour les ports maritimes et d'estuaires français, les dragages d'entretien ou d'approfondissement de chenaux génèrent un volume annuel considérable qui oscille entre 50 et 60 Mm³ (Levacher *et al.*, 2006). Les sept grands ports maritimes en France comptabilisent à eux seuls 29,2 Mm³, soit près de 80 % du total (CETMEF, 2010). Les solutions traditionnelles comme le clapage en mer et la mise en dépôts à terre ne s'appliquent plus dans le cas où il s'agit de sédiments fins plus ou moins contaminés. La gestion durable de ces sédiments de dragage demeure donc un enjeu important actuellement.

Avec l'augmentation de la demande de matériaux granulaires dans divers domaines parmi lesquels les travaux publics (Jones *et al.*, 2001 ; Hamer et Karius, 2002 ; Scordia *et al.*, 2008 ; Zentar *et al.*, 2008 ; Tran, 2009 ; Wang *et al.*, 2012), l'utilisation des sédiments marins comme une nouvelle ressource peut dénouer d'une part le problème de gestion des sédiments de dragage et d'autre part l'approvisionnement de secteur avarié de matériaux granulaires. Après le prétraitement des sédiments pour enlever de l'eau et éliminer et/ou stabiliser des polluants (matières organiques, métaux lourds), les grands volumes de sédiments marins représentent une source de matières premières très intéressante, notamment pour un secteur consommateur de granulats tels que la route.

En France, plus de 376 millions de tonnes de matériaux granulaires sont consommés annuellement dans le domaine du génie civil. La moitié de cette quantité est utilisée dans les travaux routiers (UNPG, 2009). Pour l'utilisation des sédiments de dragage en technique routière, beaucoup d'auteurs ont entrepris une série d'études sur les sédiments traités aux liants à l'aide d'essais de laboratoire et d'essai *in situ* (Scordia *et al.*, 2008 ; Silitonga *et al.*, 2008 ; Zentar *et al.*, 2008 ; Zhu et Liu, 2008 ; Sannier *et al.*, 2009 ; Wang *et al.*, 2012). Dans la plupart de ces études, les essais mécaniques au laboratoire ou *in situ* sont réalisés pour des échéances inférieures à 90 jours et très peu de résultats sont disponibles pour des échéances au-delà et surtout à 360 jours. De ce fait, les propriétés mécaniques à 360 jours des sédiments traités au ciment ou à la chaux seront principalement étudiées dans la présente étude afin de combler cette lacune.

Les objectifs de la présente étude sont ainsi : 1) d'identifier les caractéristiques physiques des sédiments bruts ; 2) d'étudier les résistances en compression et en traction à 360 jours des sédiments traités aux liants ; 3) d'explorer l'évolution des résistances mécaniques de ces matériaux dans le temps ; 4) de comparer les rapports de résistances R_y/R_{y360j} et de modules E_y/E_{y360j} avec les valeurs définies par la norme NF P 98-113 (1994).

Matériaux et méthodes

Matériaux

Les sédiments marins utilisés dans ce travail sont issus du port autonome de Dunkerque, premier port régional et troisième port français, et plus particulièrement de sa partie Est. Les sédiments dragués sont liquides de couleur noirâtre et d'odeur nauséabonde en raison de la présence probable de matières organiques. Les matières organiques sont partiellement éliminées par le prétraitement des sédiments humides : infiltration et séchage. Le site de prélèvement des sédiments du port Est de Dunkerque en France est présenté dans la figure 1.

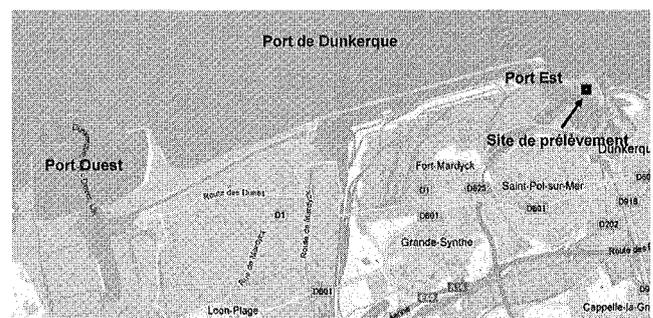


FIG. 1 Site de prélèvement des sédiments du port de Dunkerque.

Sampling site of sediments from Dunkirk Port.

Pour le traitement de ces matériaux au liant hydraulique, le ciment utilisé est de type CEM I 42,5 R HSR LA (connu sous le nom de CIBELCOR), ce dernier est obtenu par broyage simultané d'un minimum de 95 % de clinker Portland et d'une faible quantité de sulfate de calcium. Pour le traitement au liant aérien, la chaux utilisée est de type PROVIACAL ST mise à disposition par Lhoist dont la teneur en CaO est supérieure à 90 % et la teneur en MgO est inférieure à 2 %.

Pour les taux de traitement considérés dans cette étude, nous avons adopté des taux combinés de traitement compris entre 0 et 6 % pour assurer une viabilité économique des formulations testées et couvrir les taux utilisés habituellement dans ce domaine.

Méthodes

Pour la valorisation des sédiments en technique routière, la connaissance des propriétés physico-chimiques permet non seulement d'identifier la nature des sédiments marins mais aussi d'optimiser les formulations élaborées à base de liants. La quantité élevée d'eau, la proportion de matières organiques suspectée et la finesse du matériau peuvent avoir une influence néfaste sur l'effet du liant et du taux utilisé. Par conséquent, l'identification précise de ces caractéristiques sur le matériau brut est nécessaire avant d'entreprendre un quelconque traitement. Dans ce travail, ces caractéristiques sont explorées à travers la détermination de la teneur en eau initiale, la limite de liquidité, la limite de plasticité, la distribution granulométrique, la valeur au bleu de méthylène et la perte au feu du matériau.

Après l'identification des caractéristiques physiques et le prétraitement des sédiments (infiltration, séchage, broyage, malaxage avec l'eau, préparation des matériaux à la teneur en eau optimale), le traitement aux liants est effectué de telle sorte à identifier l'effet des liants à différents dosages sur l'évolution des caractéristiques mécaniques mais également l'évolution de ces caractéristiques dans le temps. Les formulations ainsi explorées sont notées SDXL ou SDXC (avec SD : sédiment de dragage, X : le % de liant, L : chaux, C : ciment). Pour chaque type de liant deux taux de traitements sont testés à savoir un taux de 3 % et un taux de 6 %. Ce taux de traitement est évalué par rapport à la masse sèche du sédiment. Les éprouvettes cylindriques sont confectionnées basées sur les teneurs en eau optimales et les densités sèches maximales déterminées par essai Proctor Modifié définie par NF P 94-093 (1999) pour toutes les formulations. Les modalités de confection des éprouvettes sont décrites dans la norme NF EN 13286-53 (2005). L'évaluation de l'aptitude d'utilisation des sédiments en assise de chaussée est généralement mesurée par la résistance en traction et le module élastique du matériau à 360 jours. Les valeurs de ces paramètres sont calculées sur deux échantillons de même qualité. Dans cette étude, des essais de traction indirecte, de compression directe et de mesure de module sur les matériaux développés sont réalisés à différentes échéances : 14, 28, 60, 90 et 360 jours. Les rapports de contrainte ou de rigidité à différentes échéances sont calculés (R_{ij}/R_{i360j} et E_{ij}/E_{i360j} , $j = 28$ ou 90 jours) puis comparés avec ceux définis sur les matériaux standards par la norme NF P 98-113 (1994).

Les essais de compression, de traction indirecte et de mesure de modules sont effectués sur des échantillons standards avec un diamètre de 50 mm et une hauteur de 100 mm. Ces derniers sont conservés pendant la période de cure dans des boîtes étanches en plastique à une température ambiante de $20\text{ °C} \pm 1\text{ °C}$.

3

Résultats

3.1

Caractérisation des sédiments

Selon le *Guide technique pour la réalisation des remblais et des couches de forme* dans le secteur des travaux routiers en France, la distribution granulométrique constitue le premier paramètre d'entrée dans les tables de classification. Dans cette étude, la courbe granulométrique des sédiments est déterminée par le granulomètre laser de type COULTER LS 230 (Fig. 2). A partir de cette courbe, on peut définir le sédiment comme un matériau limoneux et argileux avec une fraction argileuse ($< 2\text{ }\mu\text{m}$) égale à 14,5 %, une fraction sableuse ($> 63\text{ }\mu\text{m}$) de 10,8 % et, enfin, une fraction limoneuse ($63\text{ }\mu\text{m} > \% > 2\text{ }\mu\text{m}$) de 74,7 %. Ces résultats mettent en évidence le caractère extrêmement fin du sédiment étudié.

En raison de la nature fine des sédiments, un paramètre important pour évaluer le comportement de ces matériaux peut être la connaissance de ses limites de consistance. Dans cette étude, la mesure de la limite de liquidité a été effectuée au travers de l'essai au cône comme définis respectivement dans la norme française

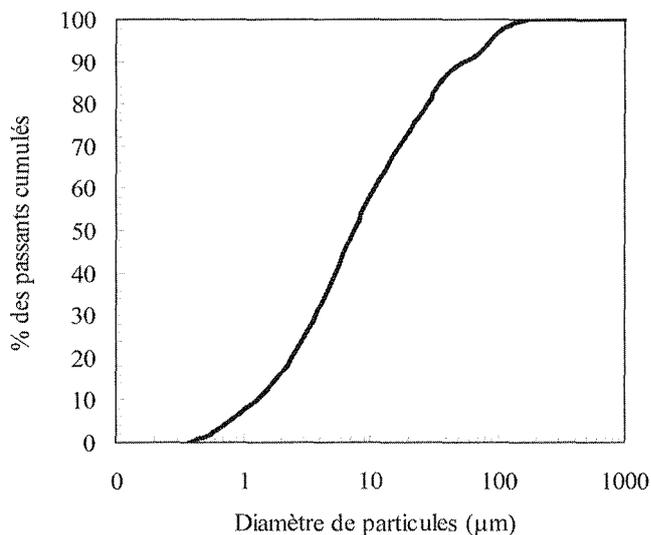


FIG. 2 Distribution granulométrique des sédiments bruts.
Particle size distribution of raw sediments.

NF P 94-052-1 (1995) et la norme anglaise BS1377-2 (1990). La limite de plasticité a été approchée par l'estimation de la teneur en eau pour laquelle une pénétration de 1,7 mm et 2 mm est enregistrée respectivement en adéquation avec les travaux de Feng (2000) et Zentar *et al.* (2009). Sur la figure 3, la variation de la teneur en eau en fonction de la pénétration du cône est présentée. A partir des définitions ci-dessus, la teneur en eau mesurée pour un enfoncement du cône de 17 mm et de 20 mm est respectivement de 50,8 % et 55,4 %, alors que la limite de plasticité estimée pour un enfoncement du cône de 1,7 mm et 2 mm de pénétration est respectivement de 27 % et 27,5 %. Ces résultats conduisent à un indice de plasticité variant de 23,8 % à 27,9 % en fonction de la définition choisie pour définir la limite de liquidité et la limite de plasticité.

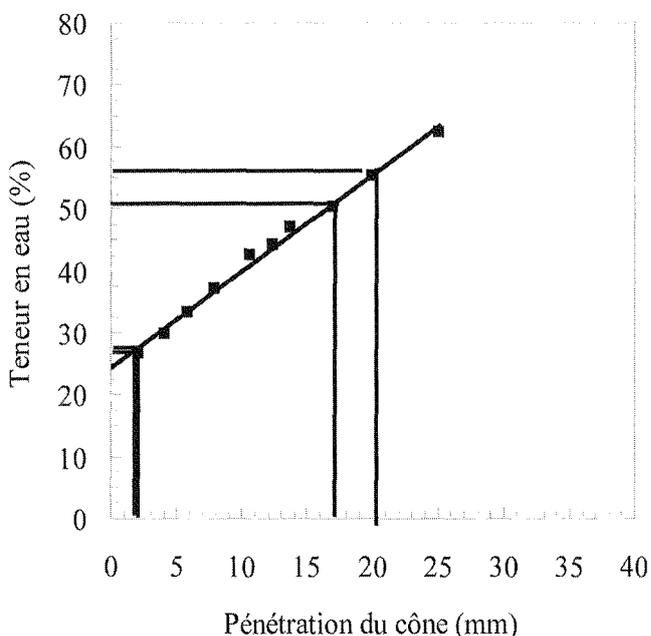


FIG. 3 Teneur en eau en fonction de la pénétration du cône.
Water content with cone penetration.

Sur la base de ces résultats, il apparaît que la classification du matériau sur le diagramme de plasticité de Casagrande n'est pas modifiée (Fig. 4). Les sédiments du port Est de Dunkerque sont ainsi associés à la classe de matériaux dits « très plastiques » et se regroupent autour de la ligne A qui sépare les limons des argiles.

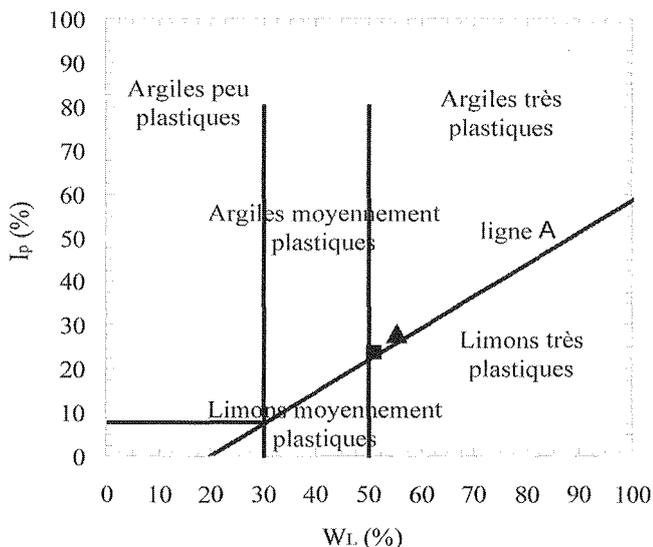


FIG. 4 Classification des sédiments selon le diagramme de plasticité de Casagrande. Sediment classification according to Casagrande plasticity chart.

A partir de la connaissance de la granulométrie et de l'indice de plasticité et d'après l'arbre de décision proposé par Currin *et al.* (1976) pour les sols, on peut conclure que selon les paramètres mesurés sur les sédiments de dragage, le traitement à la chaux ou au ciment est adéquat ($I_p < 30$ et passant à $75 \mu\text{m} > 25 \%$).

En complément des résultats relatifs à l'analyse de la courbe granulométrique et des limites de consistances du sédiment, sur le tableau I sont reportés les résultats des caractéristiques physiques du sédiment étudié ainsi que les normes d'essais utilisés pour l'évaluation de chaque paramètre. Il apparaît des résultats une teneur en eau initiale moyenne de 106,5 %, une teneur en matière organique de 4,4 %, une valeur au bleu de méthylène de 2,2 g/100 g et une masse volumique

absolue de 2,58 g/cm³. Les teneurs élevées en eau et en matière organiques peuvent être nuisibles au processus de solidification/stabilisation des sédiments marins. La valeur du bleu moyenne atteste de l'argilosité modérée du matériau et enfin la faible valeur de la masse volumique absolue est attribuée à la présence de matières organiques. Pour confirmer cette dernière hypothèse, la mesure de la masse volumique absolue des sédiments calcinés à 450 °C pendant 3 h a été effectuée. Le résultat obtenu, de 2,70 g/cm³, est comparable avec la valeur préconisée pour des matériaux standards.

3.2

Évolution de la résistance en compression et en traction des sédiments traités à la chaux ou au ciment

Afin d'évaluer l'évolution de la résistance à la compression (R_c) et à la traction (R_t) à long terme des sédiments traités à la chaux et au ciment, des essais de compression directe et indirecte sur des éprouvettes cylindriques de 5 cm de diamètre et 10 cm de hauteur ont été réalisés à différentes échéances s'étalant de 28 jours à 360 jours. Les résultats de ces essais sont reportés sur les figures 5 et 6. De ces courbes, il apparaît une augmentation des résistances importante avec le type de traitement (résistance mesurée plus importante pour un traitement au ciment) mais également avec le taux de traitement.

Il apparaît également, que fonction du type de traitement la cinétique des résistances à la compression et à la traction sont différentes. Comme le montre la figure 5, la résistance à la traction à différentes échéances (de 28 jours à 360 jours) augmente pour les matériaux formulés sauf la résistance de SD6L à 360 jours. La figure 6 montre une amélioration de la résistance à la compression de 28 jours à 90 jours mais une diminution de résistance à 360 jours pour le traitement à la chaux ou au ciment. Pour les sédiments traités, l'évolution des résistances à la compression et à la traction de 28 jours à 90 jours est représentative et concordante avec les résultats obtenus par Koliass *et al.* (2005) et Hossain *et al.* (2007). Les résistances à la compression à 360 jours obtenues dans la présente étude sont souvent inférieures.

TABEAU I Caractérisation des sédiments dragués du port de Dunkerque. Characterization of sediments dredged from Dunkirk Port.

Paramètres	Sédiments	
	Valeurs	Normes
(%) < 2 μm	14,5	
2 μm < (%) < 63 μm	74,7	NF 13320-1
(%) > 63 μm	10,8	
Limite de liquidité (%)	50,8/55,4	NF P 94-052-1 or BS1377-2
Limite de plasticité (%)	27,0/27,5	NF P 94-051
Indice de plasticité (%)	23,8/27,9	/
Teneur en eau initiale (%)	106,5	NF P94-050
Valeur de bleu de méthylène (g/100 g)	2,2	NF P 94-068
Matière organique (%)	4,4	XP P94-047
Masse volumique absolue (g/cm ³)	2,58	NF EN 196-6

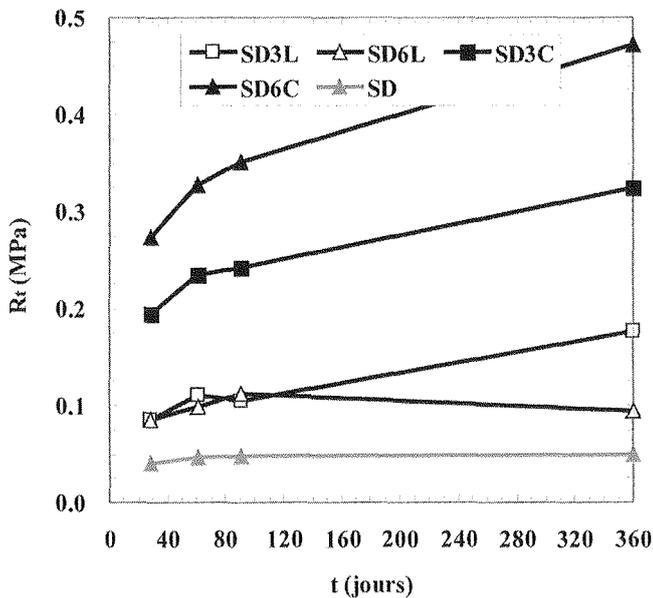


FIG. 5 Évolution de R_t en fonction du temps t.
Evolution of R_t with time t.

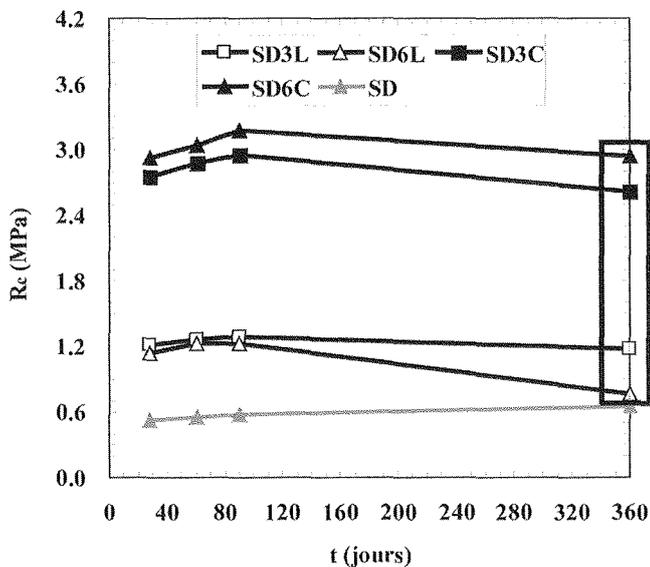


FIG. 6 Évolution de R_c en fonction du temps t.
Evolution of R_c with time t.

Pour les essais de compression simple réalisés sur les sédiments marins stabilisés à la chaux ou au ciment à 360 jours, les courbes contrainte-déformation obtenues sont reproduites sur la figure 7. A partir de ces courbes, on constate d'une part une augmentation des résistances à la rupture avec le taux et le type de traitement utilisé comme discuté ci-dessus (sauf SD6L) mais également une évolution sensible de la rigidité du matériau avec les deux paramètres précitées. Les résistances et les déformations à la rupture à 360 jours sont indiquées dans le tableau II. Le traitement avec la chaux ou le ciment induit une diminution de la déformation à la rupture de 2,61 % à une valeur inférieure à 2 %.

Pour mieux appréhender l'évolution du taux de traitement et du type de traitement sur l'évolution de la rigidité du matériau, sur la figure 8 sont reportés les résultats d'interprétation des essais réalisés en com-

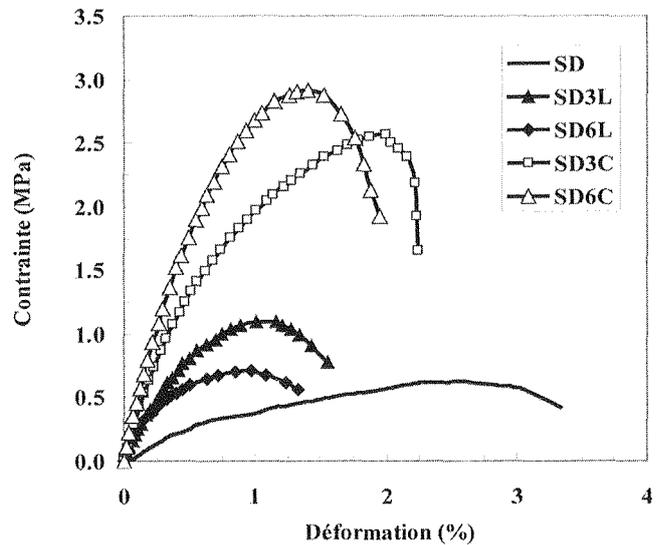


FIG. 7 Relations entre contrainte-déformation des sédiments.
Stress-strain relations of sediments.

TABLEAU II Résistances et déformations à rupture des sédiments à 360 jours.
Strength and deformation at rupture of sediments at 360 days.

Matériaux	$R_{c,360j}$ (MPa)	$R_{t,360j}$ (MPa)	$\epsilon_{a,360j}$ (%)
SD	0,65	0,05	2,61
SD3L	1,17	0,18	1,00
SD6L	0,77	0,09	0,93
SD3C	2,61	0,32	1,99
SD6C	2,94	0,47	1,40

pression et en traction sur l'évolution du module (E) évalué selon les normes NF P 98-114-3 (2001) et NF P 98-232-3 (2001). Pour les formulations SD3L et SD6L, il apparaît que le module d'élasticité est clairement amélioré par l'ajout de la chaux en fonction du temps (t) de 28 jours à 360 jours. En ce qui concerne le traitement à 3 % et 6 % de ciment, on trouve une diminution du module d'élasticité à 360 jours par rapport à celui à 90 jours.

Pour certaines formulations, les résistances et les modules d'élasticité à 360 jours sont inférieurs à ceux mesurés à 90 jours après le traitement à la chaux ou au ciment. Cela semble en contradiction avec les travaux de Okay et Dias (2010) (Fig. 9). Une probable explication pour ce phénomène anormal est présentée ci-dessous de point de vue de condition de stockage et de réaction chimique entre chaux/ciment et sédiments (ou impuretés dans les sédiments). Cela nous aide de clarifier les causes de ce problème anormal afin de faciliter les futures études.

Un élément d'explication de cette chute de résistance peut être l'effet de stockage des échantillons, d'inégale répartition des contraintes produit par réaction chimique entre ciment/chaux et sédiments ou de pathologie de développement très lentement au sein du matériau. Comme montré sur la figure 10a-c, une analyse fine des éprouvettes à 360 jours a révélé que certains éprouvettes ont largement gonflé d'autres font apparemment des fissurations, en particulier celles à base de ciment. Comme montré sur la figure 10b-c, cela peut expliquer les présents résultats à 360 jours.

Classification des matériaux formulés

Dans le domaine routier, la résistance en traction et le module d'élasticité sont les principaux paramètres qui permettent de déterminer l'aptitude du matériau pour une utilisation en assise de chaussée. Les résultats issus des essais réalisés dans ce travail sont reportés sur l'abaque de classification selon la norme NF P 98 114-3 (2001) et NF P 98-113 (1994).

A partir de résultats présentés sur la figure 11, il apparaît que seules les formulations SD3C et SD6C appartiennent à la classe S2, et montrent des performances mécaniques adéquates pour une utilisation en couche d'assise de chaussée. Les autres matériaux se situent dans la zone de classe S1 et S0, ils ne peuvent pas être valorisés comme matériaux d'assise de chaussée. On observe ainsi que le traitement avec le ciment est la meilleure solution pour l'amélioration des propriétés mécaniques des sédiments marins.

A partir de résultats présentés sur la figure 12, il apparaît qu'à partir des prédictions sur la base d'essais réalisés à 28 jours pour les sédiments traités au ciment et à partir d'essais à 90 jours pour les sédiments traités à la chaux on arrive au même conclusion que sur la base d'essais réalisés à 360 jours. Autrement, les prédictions obtenues sur la base d'essais réalisés à 28 et 90 jours restent valables. Toutefois, une analyse plus détaillée des valeurs mesurées et prédites dans cette étude nous amène à discuter les rapports préconisés dans les normes NF P 98 114-3 (2001) et NF P 98-113 (1994).

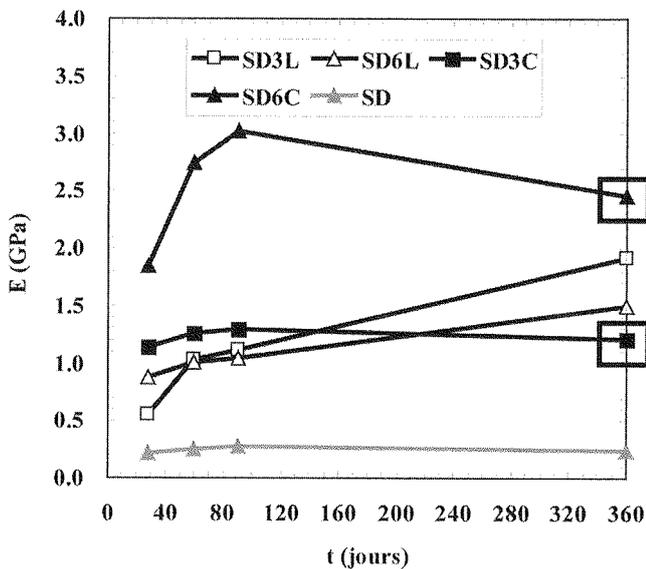


FIG. 8 Évolution de E en fonction du temps t.
Evolution of E with time t.

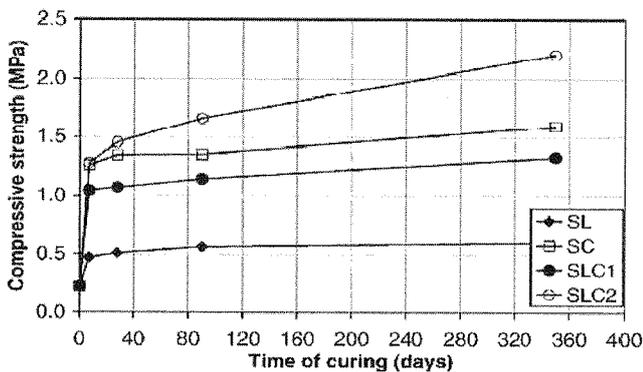
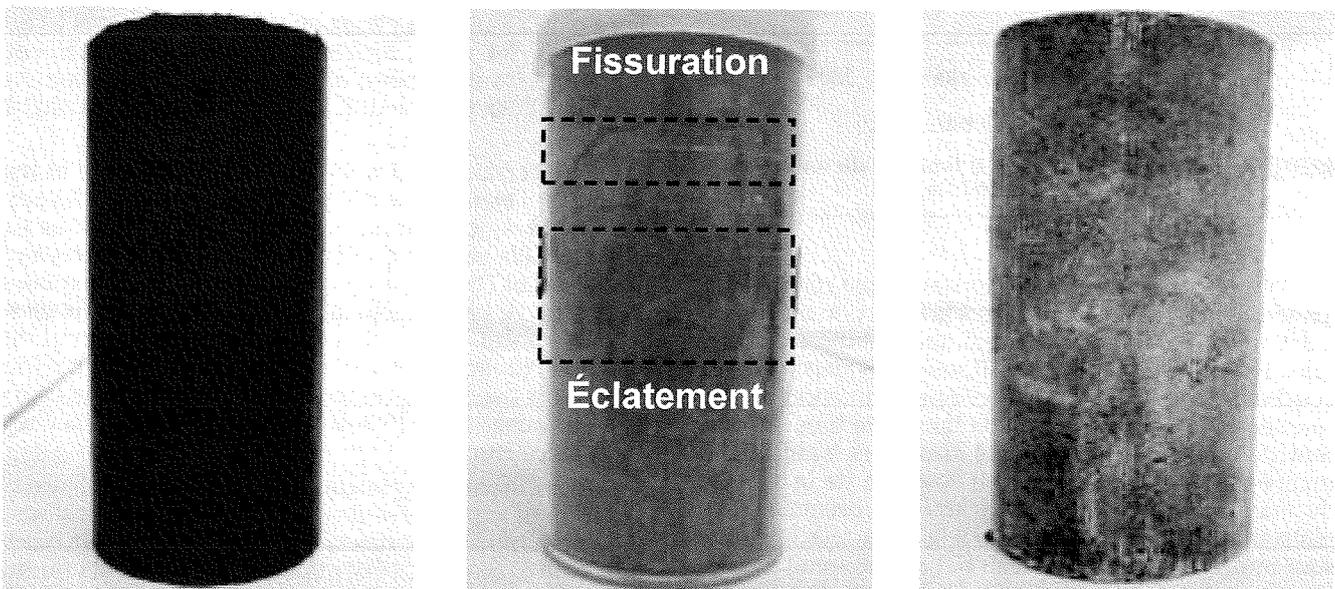


FIG. 9 Résultats de Okyay et Dias (2010).
Results of Okyay and Dias (2010).



(a) Échantillon intact
Intact sample

(b) Échantillon éclaté ou fissuré
Broken and cracked sample

(c) Échantillon gonflé
Swelled sample

FIG. 10 Apparence d'échantillons à échéance de 360 jours.
Appearance of samples cured at 360 days.

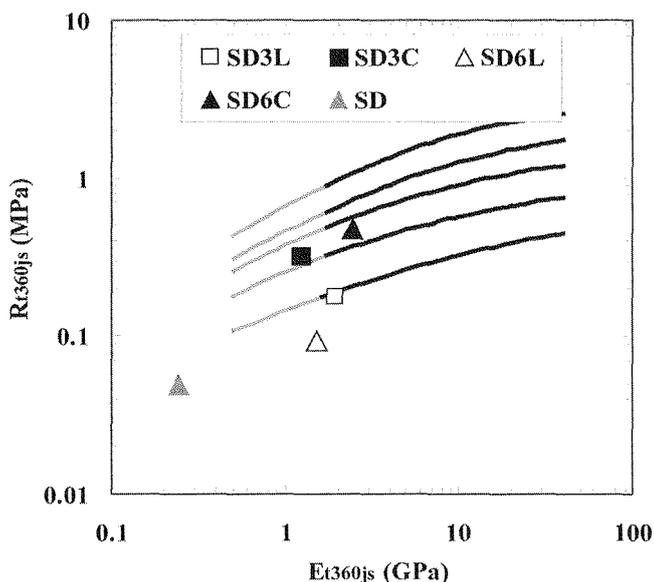


FIG. 11 Classification des matériaux sur la base de mesures effectuées à 360 jours.
Material classification based on measurements performed at 360 days.

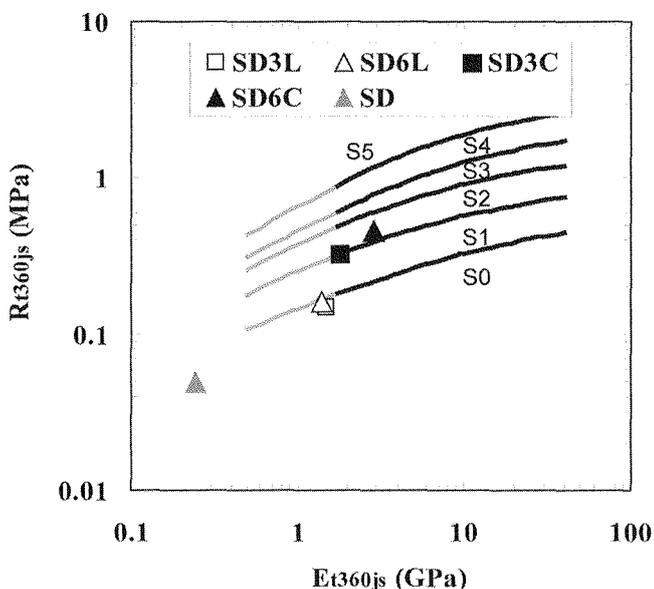


FIG. 12 Classification des matériaux sur la base de prédictions à partir d'essais à 28 et 90 jours.
Material classification based on predictions of test results at 28 and 90 days.

3.4

Comparaison des rapports R_t/R_c et E_t/E_{t360j}

Quand la période d'étude ne permet pas d'effectuer la mesure à 360 jours, les valeurs à 360 jours sont déduites à partir de résultats obtenus à 28 jours pour des matériaux traités au ciment et à partir de résultats obtenus après 90 jours pour des matériaux traités à la chaux en utilisant des coefficients empiriques comme décrit dans l'équation (1) et (2).

$$\frac{R_{t28js}}{R_{t360js}} = 0,60 \quad \frac{E_{t28js}}{E_{t360js}} = 0,65 \quad (1)$$

Pour les matériaux traités au ciment

$$\frac{R_{t90js}}{R_{t360js}} = 0,70 \quad \frac{E_{t90js}}{E_{t360js}} = 0,75 \quad (2)$$

Pour les matériaux traités à la chaux

A partir des travaux réalisés dans la présente étude, ces rapports (R_t/R_{t360j} et E_t/E_{t360j}) sont évalués dans les tableaux III et IV. Il apparaît des résultats, à l'exception des essais sur SD6L, que les valeurs sont légèrement en dessous des valeurs proposées pour l'estimation des résistances en traction des matériaux à 360 jours toutefois systématiquement au-dessus des valeurs proposées pour l'estimation des modules d'élasticité à 360 jours. Cet aspect contradictoire semble se compenser en partie comme montré à partir des figures 11 et 12 où le classement des matériaux au final n'est que très peu affecté.

TABLEAU III Évaluation de R_{t90js}/R_{t360js} et E_{t90js}/E_{t360js} pour les sédiments traités à la chaux.
Evaluation of R_{t90js}/R_{t360js} and E_{t90js}/E_{t360js} for sediments treated with lime.

Matériaux	R_{t90js} (MPa)	R_{t360js} (MPa)	R_{t90js}/R_{t360js}	E_{t90js} (MPa)	E_{t360js} (MPa)	E_{t90js}/E_{t360js}
SD3L	0,10	0,18	0,56	1,11	1,47	0,76
SD6L	0,11	0,10	1,38	1,05	1,10	0,95

TABLEAU IV Évaluation de R_{t28js}/R_{t360js} et E_{t28js}/E_{t360js} pour les sédiments traités au ciment.
Evaluation of R_{t28js}/R_{t360js} et E_{t28js}/E_{t360js} for sediments treated with cement.

Matériaux	R_{t28js} (MPa)	R_{t360js} (MPa)	R_{t28js}/R_{t360js}	E_{t28js} (MPa)	E_{t360js} (MPa)	E_{t28js}/E_{t360js}
SD3C	0,20	0,32	0,63	1,14	1,21	0,94
SD6C	0,27	0,47	0,58	1,85	2,46	0,75

3.5

Rapport entre R_c et R_t à différentes échéances

Pour compléter les informations relatives au rapport de contrainte entre la résistance à la compression R_c et la résistance à la traction R_t pour les sédiments marins, nous avons tenté d'évaluer l'évolution de ce rapport avec les différentes échéances (28, 90 et 360 jours). Les rapports R_t/R_c sont calculés en utilisant la valeur moyenne de R_c et R_t de deux échantillons pour chaque formulation à différentes échéances. Les résultats sont reportés sur la figure 13 avec des droites de régressions. Les rapports R_t/R_c et les coefficients de corrélation R^2 mesurés sont reportés dans le tableau V. Les rapports R_t/R_c des matériaux diminuent de 10,8 à 6 avec le temps de conservation de 28 jours à 360 jours et les coefficients de corrélation restent supérieurs à 93,5 %. Il semble que les rapports R_t/R_c ont tendance à diminuer avec l'échéance. Mais il faut pour cela une grande quantité de résultats à long terme afin de vérifier cette conclusion.

Conclusion

A l'issue de la phase de caractérisation de paramètres physiques, les sédiments se présentent comme des matériaux extrêmement fins, très humides et organiques. Sur la base de la granulométrie, les sédiments peuvent être identifiés comme des limons silteux et sur la base des limites de consistances ces derniers sont à la limite des argiles et des limons moyennement ou très plastiques.

Dans cette étude, la propriété mécanique à long terme est explorée sur les sédiments traités au ciment ou à la chaux en utilisant l'essai en compression et l'essai en traction. A partir des résultats des relations contrainte-déformation à 360 jours, l'ajout du ciment ou de chaux diminue la déformation à la rupture par rapport aux sédiments bruts, lorsque la résistance en compression et en traction augmente. En ce qui concerne la diminution des résistances et des modules d'élasticité à 360 jours pour certaines formulations, un léger gonflement et une faible fissuration sont observés sur les échantillons à 360 jours.

En terme de classification, les sédiments traités à 3 % de ciment et 6 % de ciment se situent dans la zone de classe S2, ils sont ainsi adéquats pour une utilisation en couche d'assise de chaussée. Il apparaît qu'à partir des prédictions sur la base d'essais réalisés à 28 jours pour les sédiments traités au ciment et à partir d'essais à 90 jours pour les sédiments traités à la chaux on arrive à la même conclusion en terme de classification que sur la base d'essais réalisés à 360 jours. En terme de rapports R_{ij}/R_{i360j} et E_{ij}/E_{i360j} , une différence entre les rapports calculés et les rapports empiriques définis par les normes françaises NF P 98-113 (1994) et NF P 98 114-3 (2001) est observée. En terme de rapport R_c/R_t pour les sédiments marins traités, ce rapport diminue de 10,8 à 6,0 entre 28 jours et 360 jours.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient le China Scholarship Council (CSC), l'École des mines de Douai et le port autonome de Dunkerque pour le financement des travaux de thèse et l'approvisionnement en matériaux.

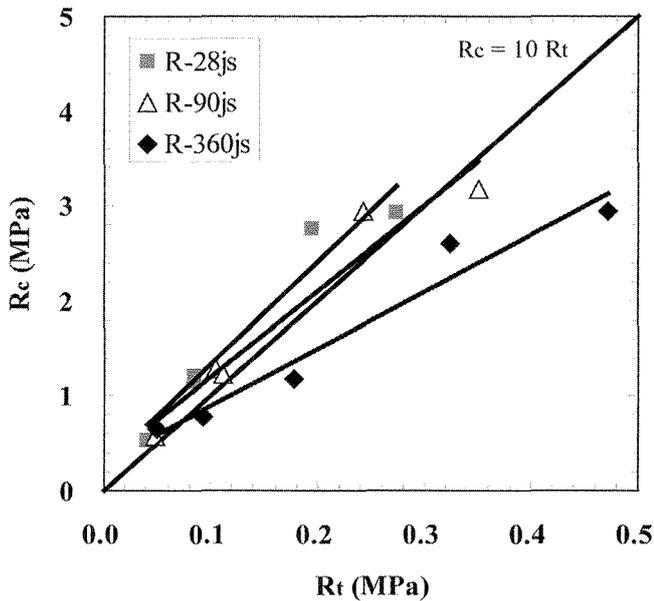


FIG. 13 Rapport entre R_c et R_t à différentes échéances.
Relationship between R_c and R_t at different curing times.

TABLEAU V R_c/R_t à différentes échéances pour les sédiments marins.
 R_c/R_t at different curing times for marine sediments.

Échéance (jours)	R_c/R_t	R^2 (%)
28	10,8	94,2
90	9,1	93,7
360	6,0	95,2

Bibliographie

- BS1377-2 – *Method of test for soils for civil engineering purposes : classification test (BS1377-2)*. British Standards Institution (BSI), London, UK, 1990.
- CETMEF – *Enquête dragage 2008, Analyse des données*. CETMEF, 2010.
- Currin D.D., Allen J.J., Little D.N. – *Validation of soil stabilization index system with manual development*. Report FJSRL-TR-76-0006, Frank J. Seiler Research Laboratory, United States Air Force Academy, 1976.
- Feng T.W. – Fall-cone penetration and water content relationship of clay. *Géotechnique*, vol. 50, n° 2, 2000, p. 181-187.
- Hamer K., Karius V. – Brick production with dredged harbour sediments. An industrial-scale experiment. *Waste Management*, vol. 22, n° 5, 2002, p. 521-530.
- Hossain K.M.A., Lachemi M., Easa S. – Stabilized soils for construction applications incorporating natural resources of Papua new Guinea. *Resources, Conservation and Recycling*, vol. 51, n° 4, 2007, p. 711-731.
- Jones K.W., Feng H., Stern E.A., Lodge J., Clesceri N.L. – Dredged material decontamination demonstration for the port of New York/New Jersey. *Journal of Hazardous Materials*, vol. 85, n° 1, 2001, p. 127-143.
- Kolias S., Kasselouri-Rigopoulou V., Karahalios A. – Stabilisation of clayey soils with high calcium fly ash and cement. *Cement & Concrete Composites*, vol. 27, n° 2, 2005, p. 301-313.
- Levacher D., Colin D., Perroni A.C., Duan Z., Sun L. – *Recyclage et valorisation de sédiments fins de dragage à usage de matériaux routiers*. IX^{es} Journées nationales Génie civil-Génie côtier, Brest, France, 12-14 septembre 2006, p. 603-612.
- NF EN 196-6 – *Methods of testing cement – Determination of fineness*. 1990.
- NF ISO13320-1 – *Analyse granulométrique – Méthodes par diffraction laser*. Partie 1 : principes généraux. Association française de normalisation, 2000.
- NF P94-050 – *Sols : Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux*. Association française de normalisation, 1995.
- NF P 94-051 – *Sols : reconnaissance et essais – Détermination des limites d'Atterberg-Limite de liquidité à la coupelle – Limite de plasticité au rouleau*. Association française de normalisation, 1993.
- NF P 94-052-1 – *Sols : reconnaissance et essais – Détermination des limites d'Atterberg*. Partie 1 : Limite de liquidité – Méthode du cône de pénétration. Association française de normalisation, 1995.
- NF P 94-068 – *Sols : Reconnaissance et essais – Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux – Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux par l'essai à la tache*. Association française de normalisation, 1998.
- NF P 94-093 – *Sols : Reconnaissance et essais – Détermination des références du compactage d'un matériau – Essai Proctor normal – Essai Proctor modifié*. Association française de normalisation, 1999.
- NF P 98-113 – *Assises de chaussée : Sables traités aux liants hydrauliques et pouzzolaniques : Définition – Composition – Classification*. Association française de normalisation, 1994.
- NF P 98-114-3 – *Assises de chaussées : Méthodologie d'étude en laboratoire des matériaux traités aux liants hydrauliques*. Partie 3 : Sols traités aux liants hydrauliques éventuellement associés à la chaux. Association française de normalisation, 2001.
- NF EN 13286-53 – *Mélanges traités et mélanges non traités aux liants hydrauliques*. Partie 53 : Méthode de confection par compression axiale des éprouvettes de matériaux traités aux liants hydrauliques. Association française de normalisation, 2005.
- NF P 98-232-3 – *Essais relatifs aux chaussées – Détermination des caractéristiques mécaniques des matériaux traités aux liants hydrauliques*. Partie 3 : Essai de compression diamétrale sur les matériaux traités aux liants hydrauliques et pouzzolaniques. Association française de normalisation, 2001.
- Okyay U.S., Dias D. – Use of lime and cement treated soils as pile supported load transfer platform. *Engineering Geology*, vol. 114, n° 1-2, 2010, p. 34-44.
- Sannier L., Levacher D., Jourdan M. – Approche économique et validation de méthodes de traitements aux liants hydrauliques de sédiments marins contaminés. *Revue Paralia*, vol. 2, n° s2, 2009, p. 1-15.
- Scordia P.Y., Lafhaj Z., Skoczylas F., Mongeois F. – Caractérisation et valorisation en technique routière de sédiments fluviaux pollués et traités. *Revue européenne de génie civil*, vol. 12, n° 9-10, 2008, p. 1087-1104.
- Silitonga E., Levacher D., Mezazigh S. – Effects of the use of fly ash as a binder on the mechanical behaviour of treated dredged sediments. *Environmental Technology*, vol. 30, n° 8, 2009, p. 799-807.
- Tran N.T. – *Valorisation de sédiments marins et fluviaux en technique routière*. Thèse de doctorat, École des mines de Douai, 2009.
- Wang D.X., Abriak N.E., Zentar R., Xu W.Y. – Solidification/stabilization of dredged marine sediments for road construction. *Environmental Technology*, vol. 33, n° 1, 2012, p. 95-101.
- XP P94-047 – *Sols : reconnaissance et essais – Détermination de la teneur pondérale en matières organiques d'un matériau – Méthode par calcination*. Association française de normalisation, 1998.
- Zentar R., Abriak N.E., Dubois V. – Effects of salts and organic matter on Atterberg limits of dredged marine sediments. *Applied Clay Science*, vol. 42, n° 3-4, 2009, p. 391-397.
- Zentar R., Dubois V., Abriak N.E. – Mechanical behaviour and environmental impacts of a test road built with marine dredged sediments. *Resources, Conservation and Recycling*, vol. 52, n° 6, 2008, p. 947-954.
- Zhu Z.D., Liu S.Y. – Utilization of a new soil stabilizer for silt subgrade. *Engineering Geology*, vol. 97, n° 3-4, 2008, p. 192-198.

Mesure et prédiction des chemins de drainage-humidification. Application à l'argile d'un noyau de barrage

M. DERFOUF
M.A. ALLAL
N. ABOU-BEKR

Laboratoire
Eau et Ouvrages
dans leur Environnement
Université A. Belkaid
BP 230
13000 Tlemcen, Algérie

S. TAÏBI

Laboratoire
Ondes et Milieux complexes
FRE CNRS 1302
Université du Havre
53, rue de Prony
76600 Le Havre, France

Résumé

Dans cet article, on présente les résultats d'essais de drainage humidification sous contrainte extérieure nulle, obtenus sur l'argile du noyau du barrage de Boughrara situé dans l'ouest algérien. L'argile remaniée est préparée initialement, soit sous forme de pâte à $w_l = 1,5 w_{l,0}$, soit est consolidée à 100 kPa. La méthode osmotique et la méthode de contrôle par phase vapeur ont été mises en œuvre pour imposer la succion dans le sol. Les résultats obtenus montrent que le matériau sous forme de pâte à $w_l = 1,5 w_{l,0}$ et celui consolidé présente les mêmes caractéristiques en termes de teneur en eau et de succion de retrait, ainsi que de succion d'entrée d'air et de resaturation. Aussi, les résultats ont montré que la succion dans les sols non saturés joue le même rôle que la contrainte mécanique pour les sols saturés tant que la succion de désaturation n'est pas dépassée. La simulation des courbes de rétention par les relations empiriques de Van Genuchten (1980) et de Fredlund et Xing (1994), a montré l'aptitude des deux fonctions à reproduire qualitativement et quantitativement ces chemins, et ceci avec une différence de précision, selon le domaine de succion considérée.

Mots-clés : succion, normalement consolidé, surconsolidé, noyau de barrage, chemin de drainage humidification, fonction de Van Genuchten, fonction de Fredlund et Xing.

Measure and prediction of drying wetting paths. Application to a dam core clay

Abstract

The paper presents test results on drying wetting paths conducted on the clay of Boughrara dam, which is situated west of Algeria. The initial states of samples are: slurry with a water content equal to $1.5 w_{l,0}$, and slurry consolidated at 100 kPa. Osmotic technique and vapor equilibrium technique were used to impose suction. Results show that soil prepared with two initial different states present the same characteristics in terms of shrinkage limit, and suction corresponding to air entry value and resaturation. In addition, the logic of saturated soils remains applicable while suction doesn't exceed desaturation value. The simulation of water retention curves with two mathematical functions, that's are: Van Genuchten (1980) and Fredlund & Xing (1994) functions, has shown, that both functions are capable to reproduce qualitatively and quantitatively these curves, with different level of precision, depending on considered suction domain.

Key words: suction, normally consolidated, overconsolidated, dam core, drying wetting path, Van Genuchten function, Fredlund & Xing function.

Introduction

En l'absence de contrainte mécanique, le volume du sol peut varier si l'on soumet l'eau contenue dans l'échantillon à un état de tension. Plus généralement, c'est la différence entre les pressions interstitielles de l'air et de l'eau nommée succion, qui est le paramètre déterminant des mouvements des fluides dans les milieux poreux : $S = u_a - u_w$.

À l'échelle d'un pore, cette différence de pression se traduit par l'existence d'un domaine non saturé entre l'air et l'eau. Elle est caractérisée par la tension superficielle de l'eau et la courbure de l'interface (loi de Laplace). Le rôle de la succion peut être mis en évidence directement sur chemin de drainage humidification, dans lequel l'échantillon n'est soumis à aucune contrainte extérieure.

Le rôle de la succion peut être mis en évidence directement sur chemin de drainage humidification, dans lequel l'échantillon n'est soumis à aucune contrainte extérieure. Ceci permet la détermination de la courbe caractéristique sol-eau (SWCC), qui définit la relation entre la teneur en eau et la succion. Cette dernière, est un paramètre-clé dans la résolution des problèmes liés aux transferts hydriques, variations de volume, résistance au cisaillement dans les sols non saturés (Fredlund et Rahardjo, 1993 ; Fredlund *et al.*, 1994 ; Vanapalli *et al.*, 1996 ; Assouline, 2001 ; Lachgueur *et al.*, 2010, etc.).

L'étude présentée dans cet article constitue une première approche dans la recherche de la modélisation du comportement hydromécanique des sols argileux soumis à des états de contraintes hydriques (succion). Celle-ci est abordée ici exclusivement sous l'aspect des variations de volume, à travers l'exemple du matériau du barrage de Boughrara préparé initialement sous forme de pâte saturée à $w_i = 1,5w_L$, ou consolidée à 100 kPa. Ces deux états ont été choisis pour mettre en évidence les différences de comportement liées à l'histoire du sol. Les deux sols seront soumis à un cycle de drainage-humidification, puis les courbes obtenues seront comparées entre elles, ainsi que les déformations mesurées à celles engendrées par un chargement ou un déchargement œdométrique ou isotrope classiques.

La simulation des courbes de rétention sera faite par deux relations empiriques, à savoir : la fonction de Van Genuchten, 1980 et celle de Fredlund et Xing, 1994. L'aptitude de ces deux fonctions à reproduire ces chemins sera examinée.

Techniques expérimentales

Il existe plusieurs techniques permettant l'imposition de la succion, et chaque technique n'est applicable que dans une gamme de valeurs données et sous certaines conditions. Les techniques les plus utilisées sont : la technique de suppression d'air, la technique osmotique, et celle par phase vapeur. Le choix d'une méthode ou d'une autre dépend, d'une part, de ses avantages et inconvénients et, d'autre part, de la gamme de succion imposée qu'elle peut balayer. Les techniques osmotiques et de contrôle par phase vapeur ont été choisies pour leur simplicité d'utilisation et le large domaine de succion exploré, qui justifie leur utilisation en complémentarité.

Technique osmotique

La méthode osmotique est une technique simple à mettre en œuvre pour imposer des succions comprises entre 50 kPa et 8 MPa. Son principe consiste à mettre l'échantillon de sol en contact avec une solution de macromolécules organiques de polyéthylène glycol PEG, par l'intermédiaire d'une membrane semi-perméable ne laissant passer que l'eau. Cette solution se trouve à une pression osmotique fixée par la concentration en PEG et à l'équilibre la pression interstitielle de l'eau dans l'échantillon correspondra à cette pression osmotique. La courbe d'étalonnage de PEG en fonction de la succion imposée a été établie par plusieurs auteurs. La figure 1 représente celle obtenue par Williams et Shaykewich, 1969, et complétée par Delage *et al.*, 1998. Cette relation est indépendante du type de PEG et elle peut être approchée par une équation parabolique, de forme : $s = 11c^2$ où, s : est la succion (MPa) ; c : est la concentration en PEG exprimée en g de PEG par g d'eau.

Les solutions ont été préparées en utilisant du PEG 6000 avec une membrane en triacétate de cellulose de référence commerciale Spectra/Por® n° 3 avec un MWCO (*Molecular Weight Cut-Off*) de 3 500 Da.

La succion à imposer étant fixée, on calcule la masse de PEG à malaxer avec l'eau distillée en utilisant la courbe d'étalonnage de la figure 1. Il est nécessaire selon Cui, 1993 d'attendre deux jours entre la préparation et l'utilisation d'une solution, car ce délai permet la stabilisation de la densité de la solution.

La figure 2a représente un schéma du dispositif d'essai réalisé pour cette technique. Il consiste à fixer la membrane semi-perméable dans un bêcher contenant du PEG 6000 par l'intermédiaire d'une bague en PVC. La bague est ensuite glissée sur les parois du bêcher jusqu'à ce que le contact entre la solution et la membrane soit parfait (pas de bulles d'air emprisonnées sous la membrane). Les échantillons sont déposés sur la membrane puis un parafilm vient fermer le bêcher pour éviter toute évaporation.

Afin d'éviter la dégradation des membranes semi-perméables par les bactéries naturellement présentes dans le sol, on ajoute quelques gouttes de pénicilline ou d'acide benzoïque dans chaque solution élaborée. Ceci permet de réaliser des essais de drainage humidification d'une durée d'un mois ou un peu plus sans dégradation des membranes.

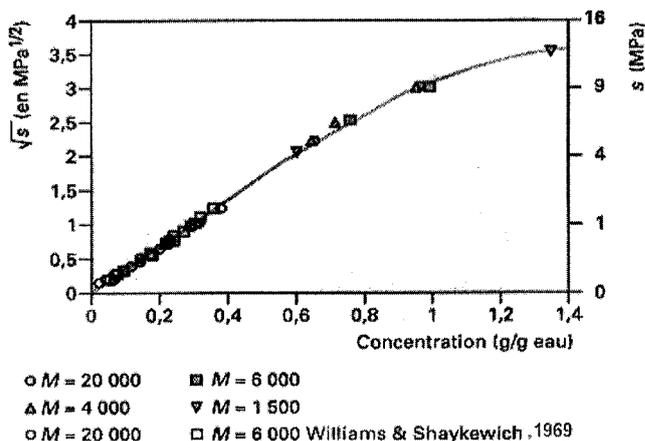


FIG. 1

Courbe d'étalonnage du PEG, Delage *et al.*, 1998.

Calibration curve of PEG, Delage *et al.*, 1998.

Technique de contrôle par phase vapeur

Cette technique est généralement utilisée pour l'imposition de succions allant de quelques MPa jusqu'à des centaines de MPa (10 MPa et 500 MPa dans les sels utilisés dans cette étude). Elle est basée sur la loi de Kelvin qui permet de relier la succion totale imposée à l'humidité relative. Cette technique consiste à placer un ou plusieurs échantillons dans une atmosphère confinée (dessiccateur ou bocal) où le taux d'humidité relative est contrôlé par des solutions salines. Les transferts d'eau s'effectuent sous phase vapeur jusqu'à l'équilibre, ce qui est assez long. La figure 2b représente le dispositif utilisé pour cette méthode.

3

Matériau

Le matériau testé a été prélevé du gisement d'emprunt destiné à la réalisation du noyau du barrage de Boughrara, situé à l'extrême ouest de l'Algérie nord-occidentale. Il est situé sur le point de confluence entre l'oued Tafna et l'oued Mouillah à environ un kilomètre, en amont de la localité de hammam Boughrara, et à 60 km de la ville de Tlemcen. Il est destiné à satisfaire les besoins en eau, essentiellement, des villes d'Oran (33 millions m³) et de Maghnia (17 millions m³) et en eau d'irrigation de la moyenne Tafna (9 millions m³). Vu sa capacité totale qui est de l'ordre de 177 millions de m³, il est considéré comme le plus important de la wilaya de Tlemcen.

Du point de vue géologique, le site d'emprunt se situe dans les limites d'un massif intensément fracturé du Jurassique se développant dans toute l'emprise du barrage. Des marnes grises à verdâtres, du miocène reposent en discordance sur les dépôts jurassiques et les recouvrent d'un tapis de 60 m.

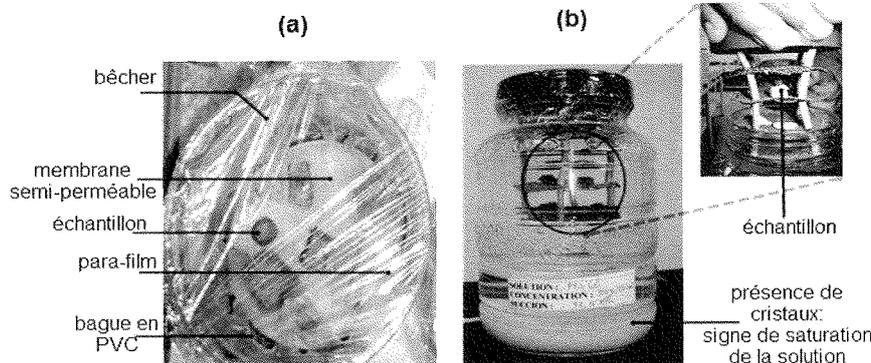


FIG. 2

(a) Dispositif d'essai pour la technique osmotique. (b) Dispositif d'essai pour la technique de contrôle par phase vapeur.

(a) Test device for the osmotic technique. (b) Test device for the vapor equilibrium technique.

TABLEAU I

Paramètres physiques de l'argile de Boughrara.

Physical parameters of Boughrara clay.

Granulométrie NF P94-056 et 057			Plasticité NF P94-051			Densité des grains solides NF P94-054
< 80 µm	< 2 µm (2)	D60	w _L	w _p	I _p (1)	γ _s /γ _w
97 %	52 %	3 µm	54 %	26 %	28 %	2,65

TABLEAU II

Paramètres chimiques de l'argile de Boughrara.

Chemical parameters of Boughrara clay.

Teneur en CaCO ₃ NF P94-048	Valeur de bleu NF P94-068	Surface Spécifique NF P94-068	Teneur en MO NF P94-047	Ac (1/2)
20 %	6,91	145 m ² /g	7 %	0,54

Les résultats des essais d'identifications sont représentés dans les tableaux I et II. Ces résultats ont montré une prédominance de la fraction argileuse, de façon à ce que la valeur de bleu est de 6,91, et plus de 50 % des éléments sont inférieurs à 2 µm. Ce matériau est caractérisé par une forte plasticité, et un pourcentage de 7 % de matière organique, déterminée par la méthode de calcination. Cette argile paraît peu active, du fait que le coefficient d'activité est de l'ordre de 0,54. De la valeur de la teneur en carbonate de calcium et de la surface spécifique, on peut déduire que c'est une argile marneuse, conformément au constat géologique, composée essentiellement de Kaolinite et d'illite. D'après la classification USCS/LPC, ce sol est désigné : fO-At, argile très plastique faiblement organique.

4

Programme expérimental et procédure d'essai

Le programme expérimental comporte des essais de drainage humidification à contrainte extérieure nulle, et de chargement déchargement oedométrique, ainsi qu'un essai de compression isotrope saturé. Les états initiaux des échantillons se présentent sous forme :

- de pâte à une teneur en eau initiale égale 1,5 w_L (essai de drainage),
- d'échantillons obtenus à partir de pâte saturée, puis consolidés sous une contrainte statique de 100 kPa, (essai de drainage),
- de pâte et d'échantillons consolidés à 100 kPa, séchés à l'air libre puis dans une étuve à 50 °C (essai d'humidification).

L'essai de drainage humidification consiste à imposer aux échantillons une suite de succions croissantes jusqu'au séchage complet, puis à le réhumidifier en imposant une suite de succions décroissantes (Fig. 3).

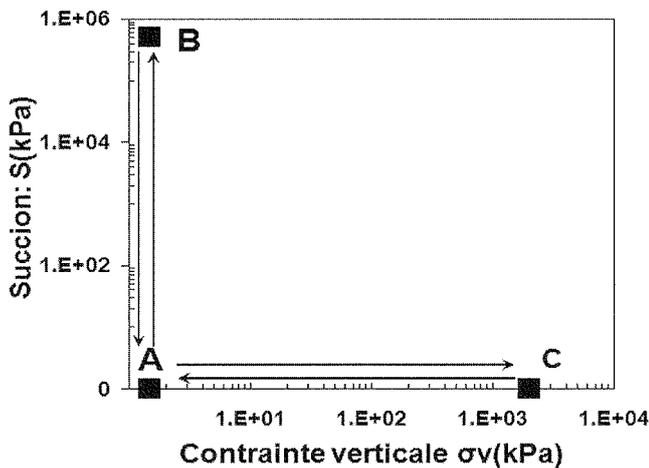


FIG. 3 Chemins de contraintes suivis dans le plan $[\sigma_v, S]$.
Stress paths followed in $[\sigma_v, S]$ plane.

Après équilibre avec une succion imposée, on mesure les caractéristiques finales des échantillons : teneur en eau et volume total par immersion dans le Kerdane, pour en déduire les paramètres d'état (Tessier, 1975 ; cité par Zerhouni, 1991). Il s'agit donc d'une méthode destructive, qui nécessite un nouvel échantillon pour chaque point de mesure. Pour cela la mesure est faite sur 2 à 4 échantillons pour chaque valeur de succion.

La série a été complétée par deux essais œdométriques classiques : un sur une pâte préparée à $1,5 w_L$ (E1), et l'autre sur la pâte consolidée (E2), et un troisième essai de chargement isotrope (E3). La contrainte de consolidation, déterminée graphiquement à partir des essais E2 et E3, vaut $\sigma'_{v0} \approx 130$ kPa, tout en considérant pour l'essai E3 la contrainte verticale $\sigma'_v = 3P' / (1 + 2 K_0)$, avec P' la contrainte moyenne effective, et K_0 le coefficient de poussée des terres au repos, estimé à partir de la corrélation de Massarsch, 1979 :

$$K_0 = 0,44 + 0,42 (Ip/100) \quad K_0 = 0,56 \quad (1)$$

L'ensemble des chemins suivis et leurs détails, sont résumés dans le tableau III et la figure 3. Pour des commodités de représentation graphique une succion de valeur égale à 1 kPa correspond réellement à une succion nulle.

5

Résultats et discussion

Les résultats des essais de drainage humidification D-H1 et D-H2, sont représentés dans la figure 4 dans cinq plans :

- plan (A) : $[e, w]$, courbe de retrait usuelle ;
- plan (B) : $[e, \log S]$, courbe de compressibilité ;

- plan (C) : $[w, Sr]$;
- plan (D) : $[Sr, \log S]$;
- plan (E) : $[w, \log S]$.

Concernant l'essai de drainage humidification de l'argile initialement sous forme de pâte (essai D-H1) :

Sur le premier plan (A), l'indice des vides étant une mesure du volume global de l'échantillon, ce graphique présente en fait la courbe de retrait du sol. La saturation du sol se traduit par une droite passant par l'origine, d'équation : $e = (\gamma_s/\gamma_w)w$. Ensuite, lorsque la teneur en eau décroît, l'indice des vides tend vers une valeur constante, $e_{SL} = 0,37$. La limite de retrait w_{SL} est définie comme la teneur en eau du sol saturé correspondant à l'indice des vides final du sol après passage à l'étuve, elle correspond donc à l'abscisse du point situé à l'intersection de la droite de saturation et de l'asymptote horizontale de la courbe lorsque w tend vers 0. Sa valeur est de l'ordre de 16 %.

Sur le second plan (B), on peut distinguer deux domaines de variation d'indice des vides. Le premier est caractérisé par des variations importantes et le deuxième, où elles deviennent quasi nulles. La limite entre ces deux domaines correspond au point d'ordonnée e_{SL} et d'abscisse nommée succion de retrait $S_{SL} = 4$ MPa.

Le plan (C) met en évidence le domaine de teneur en eau dans lequel le sol reste saturé. Lorsque la teneur en eau devient inférieure à celle du point d'entrée d'air, le degré de saturation diminue très rapidement, presque linéairement avec la teneur en eau. L'intersection de cette droite et de la ligne horizontale pour $Sr = 1$ permet une détermination assez précise du point d'entrée d'air dans ce plan.

Sur le plan (D) on remarque que lorsqu'on augmente progressivement la succion, le sol reste quasi saturé jusqu'à une succion de l'ordre de 2,5 MPa, nommé succion de désaturation ou d'entrée d'air S_e , puis le degré de saturation décroît rapidement jusqu'à une valeur résiduelle de l'ordre de 25 %, pour une succion de 500 MPa. La courbe dans ce plan est complétée par des pointillés jusqu'à un degré de saturation égal à 0.

L'effet de la succion sur l'indice des vides apparaît donc étroitement lié à la saturation du matériau : la phase de compressibilité maximale de l'argile correspond au domaine où le sol est quasi saturé, tandis que l'indice des vides ne varie presque plus lorsque le degré de saturation descend au-dessous de 90 %.

Enfin, le plan (E) traduit globalement l'effet de la succion sur un paramètre mixte mais facile à mesurer, la teneur en eau, qui rend compte à la fois de la variation globale de volume du sol et du remplissage des pores. Il peut être aussi exprimé en fonction de la teneur en eau volumique $\theta w = n.Sr$, où n est la porosité, au lieu de la teneur en eau massique w .

TABLEAU III Détail des chemins de contraintes suivis.
Detail of the stress paths followed.

Essai	Type d'essai	Chemin suivi	Suction S (MPa)	État initial
D-H1	Drainage humidification	A-B-A	0-500-0	Pâte à $1,5 w_L$
D-H2		A-B-A	0-500-0	Pâte consolidée à 100 kPa
E1	Chargement déchargement œdométrique saturé	A-C-A	0	Pâte à $1,5 w_L$
E2		A-C-A	0	Pâte consolidée à 100 kPa
E3	Chargement isotrope saturé	A-C		

La diminution rapide du degré de saturation S_r se traduit par une chute de la teneur en eau. Tant que la succion est plus faible que S_e , les variations de teneur en eau et du degré de saturation sont liées, alors que la teneur en eau varie avec le degré de saturation pour les succions plus élevées.

Si l'on considère à présent le chemin d'humidification de l'échantillon séché de la pâte, on constate qu'il existe une hystérésis des cycles. Ce phénomène a été étudié par plusieurs auteurs, il est dû essentiellement selon Prapaharan *et al.*, 1985 : i) à la géométrie non uniforme des pores individuels et de leur interconnexion, ii) à la différence de l'angle de raccordement en avance et en recul, iii) au gonflement lors d'une humidification ou le retrait lors d'un séchage, qui est la cause principale de ce phénomène dans le sol argileux, selon Cui, 1993.

Selon le domaine de succion considéré, on peut constater ce qui suit.

Pour des $S \leq 500$ MPa à S_{SL} , le chemin d'humidification est confondu avec celui de drainage dans tous les plans sauf le plan D, où une hystérésis est observée. La variation du degré de saturation est de l'ordre 77 %, tandis que sur le chemin de drainage elle vaut 91 %.

De S_{SL} à S_{re} : succion de resaturation = 320 kPa, le matériau se resature, et présente cette fois-ci une forte irréversibilité dans les trois plans B, D, et E. Un gonflement est observé dans le plan B, où l'indice des vides varie de 0,16, accompagné d'une augmentation légère de la teneur en eau de l'ordre de 5 %.

Pour des $S \leq S_{re}$ le sol est quasiment saturé, et l'hystérésis demeure dans les trois plans déjà cités. Le gonflement s'accroît ; avec une variation de l'indice des vides de 0,26, et de la teneur en eau de 11 %.

Le chemin de drainage humidification de la pâte consolidée est semblable à celui de la pâte préparée initialement à $1,5 w_L$, surtout dans les plans A, C et D, où les courbes se superposent. On note toutefois qu'il présente quelques différences.

Le chemin de drainage de la pâte consolidée, sur le plan B, commence par un indice des vides inférieurs à celui de la pâte ; $e_i = 1,05$. Il suit tout d'abord un chemin surconsolidé, pour ensuite rejoindre le chemin normalement consolidé de la pâte à une succion de l'ordre de 500 kPa. Ensuite, le chemin suivi par les deux matériaux est pratiquement le même, ce qui se traduit par les mêmes valeurs caractéristiques : w_{SL} , S_{SL} et S_e .

Sur le chemin d'humidification : pour des succions inférieures à la succion S_{SL} , les courbes des deux matériaux se séparent. Entre la succion S_{SL} et S_{re} , le gonflement pour la pâte consolidée est moins marqué que celui de la pâte, en effet l'indice des vides varie de 0,16 pour l'essai D-H1 et de 0,03 pour l'essai D-H2. Selon Fleureau, 1992, ceci peut être dû à la présence ou la formation de microfissures au cours de l'humidification, qui bloqueront en partie le gonflement.

Pour des succions inférieures à la succion de resaturation S_{re} , le gonflement se poursuit et les deux chemins restent sensiblement parallèles. L'indice des vides de la pâte consolidée varie de 0,18 et celui de la pâte consolidée de 0,26.

Fleureau, 1992, ajoute que la similitude de comportement observée sur le chemin d'humidification des deux essais, peut être expliquée par le fait que la pâte consolidée puis séchée par étuvage, aura finalement une contrainte de consolidation bien supérieure

à 100 kPa, et qui sera la même contrainte de consolidation que celle de la pâte étuvée. On parle dans ce cas d'une contrainte de consolidation due à la succion.

Dans les tableaux IV et V, on reporte pour le chemin de drainage humidification des essais D-H1 et D-H2, la variation des différents paramètres : indice des vides, degré de saturation, teneur en eau, en fonction du domaine de succion. On peut remarquer que quel que soit le domaine de succion considéré, ou le chemin suivi, la variation des paramètres, e et w , pour la pâte est nettement plus grande que celle de la pâte consolidée.

Sur le plan (B) nous avons superposé aux chemins de drainage-humidification, les chemins œdométriques E1, E2 et isotrope E3, ainsi que la corrélation de Biarez et Favre, 1975, du chemin isotrope donnée par les relations suivantes :

$$w = w_{L'} \text{ ou } e = (\gamma_s/\gamma_w) \cdot w_{L'} \text{ pour } P' = 7 \text{ kPa} \quad (2)$$

$$w = w_{p'} \text{ ou } e = (\gamma_s/\gamma_w) \cdot w_{p'} \text{ pour } P' = 1000 \text{ kPa} \quad (3)$$

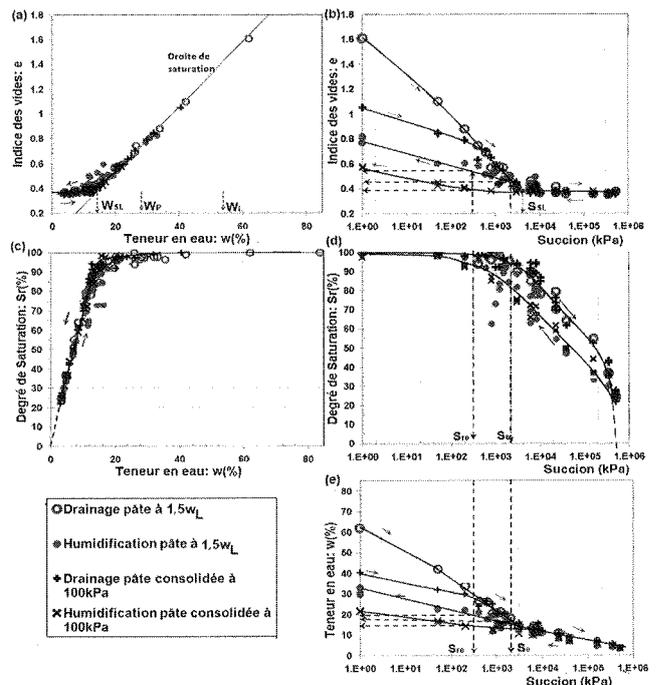


FIG. 4 Chemins de drainage humidification de l'argile de Boughrara initialement sous forme de pâte à $w_i = 1,5 w_L$, et pâte consolidée à 100 kPa.

Drying wetting paths on saturated slurry Boughrara clay at $w_i = 1,5 w_L$ and consolidated slurry at 100 kPa.

TABLEAU IV Variation des paramètres d'état en fonction du domaine de succion sur chemin de drainage.

Variation of state parameters according to suction domain on drying path.

Type d'essai	Intervalle de succion	Δe	$\frac{\Delta e}{(1 + e_i)}$	ΔS_r (%)	Δw (%)
D-H1	$S \leq S_e$	1,15		6	45
	$S_e \leq S \leq S_{SL}$	0,09	0,475	3	3
	$S \geq S_{SL}$	0		91	14
D-H2	$S \leq S_e$	0,59		6	23
	$S_e \leq S \leq S_{SL}$	0,06	0,332	3	3
	$S \geq S_{SL}$	0		91	14

TABLEAU V

Variation des paramètres d'état en fonction du domaine de succion sur chemin d'humidification.

Variation of state parameters according to suction domain on wetting path.

Type d'essai	Intervalle de succion	Δe	ΔSr (%)	Δw (%)
D-H1	$S \leq S_{re}$	0,26	7	11
	$S_{re} \leq S \leq S_{SL}$	0,16	16	5
	$S \geq S_{SL}$	0	77	14
D-H2	$S \leq S_{re}$	0,18	7	7
	$S_{re} \leq S \leq S_{SL}$	0,03	16	1
	$S \geq S_{SL}$	0	77	14

On constate que, tant que les échantillons restent saturés, le chemin de drainage est parallèle à la droite de compression œdométrique et isotrope. La comparaison entre les coefficients de compressibilité λ et κ , d'une part, et, d'autre part, les indices de drainage (λ_d) et d'humidification (κ_h) (définis selon Biarez *et al.*, 1988, comme étant respectivement la pente des chemins de drainage et d'humidification dans le domaine saturé), montre que le coefficient de compressibilité λ et l'indice de drainage λ_d sont pratiquement égaux, de même pour le coefficient de compressibilité élastique κ et l'indice d'humidification κ_h . Il s'en suit que les corrélations de Biarez et Favre, 1975 établies pour λ et κ restent applicables pour λ_d et κ_h : $2,3\lambda_d = C_d = 0,009 (w_L - 13)$, et $\lambda_d/\kappa_h \approx 4$ (tableau VI).

On peut conclure de ces observations que des incréments identiques de succion ou de contrainte mécanique produisent la même variation d'indice des vides tant que le matériau reste saturé, ce qui rejoint les résultats de nombreux auteurs (Biarez *et al.*, 1988 ; Zerhouni, 1991 ; Fleureau *et al.*, 1993 ; Taïbi, 1994, etc.). Par conséquent, il est possible d'établir une équivalence entre une contrainte mécanique externe et la succion, ou encore que, dans un sol saturé, l'expression de la contrainte effective de Terzaghi, reste valable pour des valeurs de succion inférieures à la succion d'entrée d'air.

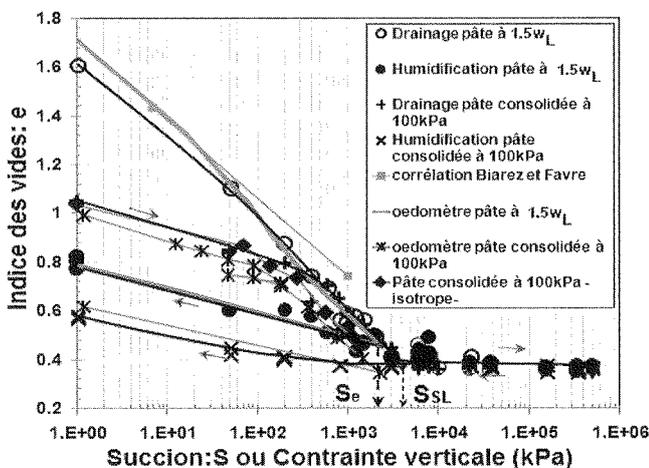


FIG. 5 Comparaison entre chemins de drainage humidification avec chemins œdométriques et isotrope de l'argile de Boughrara sous forme de pâte à $w_i = 1,5 w_L$, et pâte consolidée à 100 kPa.

Comparison between drying wetting paths with oedometric and isotropic paths on saturated slurry Boughrara clay at $w_i = 1,5 w_L$, and consolidated slurry at 100 kPa.

TABLEAU VI

Comparaison des paramètres de compressibilité des essais de drainage humidification et des essais œdométriques et isotrope.

Comparison between compressibility parameters of drying wetting and oedometric or isotropic paths.

Essai	λ , ou λ_d	κ , ou κ_h	λ/κ , ou λ_d/κ_h
Corrélation	0,160	0,040	4
E1	0,152	0,045	3,38
E2	0,147	0,036	4,08
E3	0,120		
D-H1	0,153	0,041	3,73
D-H2	0,153	0,035	4,37

Taïbi, 1994, interprète le comportement observé sur chemin de drainage comme suit : si on fait l'hypothèse que le sol peut être modélisé par un milieu granulaire, à l'échelle des grains, le séchage provoque la formation de ménisques d'eau uniquement sur le contour d'un arrangement aléatoire. L'eau est continue à l'intérieur de l'échantillon et remplit tout l'espace poral. L'effet de la succion dans ce cas est identique à celui d'une contrainte isotrope sur le contour de l'échantillon. Cet effet se traduit à l'échelle des grains par des forces de contact intergranulaires F inclinées d'un angle $\beta = \varphi$ (angle de frottement des grains), ce qui provoque des variations de volume plastique (compression λ_d). Par conséquent, dans ce domaine ($S \leq S_e$), le chemin de drainage est identique au chemin œdométrique et isotrope du même sol, mais à pression interstitielle positive ou nulle.

En revanche, dans le second domaine ($S > S_e$), l'eau n'est plus continue dans l'échantillon, mais se trouve localisée aux points de contact entre les grains. Dans ce cas, les ménisques capillaires induisent des forces F qui sont orthogonales aux plans de contact, et ne provoquent plus de réarrangement des grains, donc les variations volumétriques plastiques ne sont plus possibles (limite de retrait).

En général, la succion de désaturation est plus faible que la succion correspondant à la limite de retrait. Donc on peut parler d'un domaine intermédiaire « quasi saturé » où le matériau se désature faiblement. Dans ce cas, l'air dans le sol se trouve sous forme de bulles isolées dans les interstices, et ne joue aucun rôle dans la résistance du matériau. En revanche il joue un rôle primordial dans la compressibilité du fluide interstitiel, par conséquent la compressibilité du matériau sur le chemin λ est continue dans ce domaine.

En réexploitant les résultats de Yong *et al.* (1971), Alonso *et al.* (1987) présentent des courbes donnant les variations de l'indice des vides en fonction d'un cycle de succion (drainage humidification), sous contrainte extérieure nulle, obtenue sur deux argiles initialement sous forme de boue (Kaolin, et l'argile de Sainte-Rosalie, $w_L = 48\%$). Ces résultats ont montré l'existence d'un seuil en succion sur chemin de drainage, limitant les déformations élastiques et plastiques, de la même façon que sur un chemin œdométrique ou isotrope. Selon ces auteurs, ce seuil correspond à la succion maximale connue par le sol dans son histoire. Toujours selon Alonso *et al.* (1987), Yong *et al.* (1971), on estime que ces deux sols se désaturent rapidement et ceci entre une succion de 1 à 10 kPa. Ces constatations ont été à l'origine de la proposition d'une surface de charge, en terme de succion, nommé (SI), dans le modèle à variables indépendantes d'Alonso *et al.* (1990).

Dans notre cas, ce seuil n'apparaît pas dans le cas de l'essai D-H1. Ceci est dû à ce que la succion minimale imposée est de 50 kPa, et la courbe de drainage est tracée directement entre ce point et le point initial. Par contre, dans le cas de l'essai D-H2, sa valeur est l'ordre de 350 kPa. Cette valeur ne peut être en aucun cas interprétée comme étant la succion maximale connue par le sol, puisque ce dernier a été initialement complètement saturé, puis consolidé à 100 kPa. Elle est sûrement due à un effet conjugué de la contrainte de consolidation initialement appliquée au matériau, qui représente le paramètre le plus influençant, et à la succion maximale. Ceci montre que la position de la courbe (SI) ne dépend pas seul de l'histoire hydrique du matériau, mais aussi de son histoire mécanique. En première approximation, et sur la base des constatations sur la validité du principe de la contrainte effective de Terzaghi, pour des suctions inférieures à la succion d'entrée d'aire, on peut supposer que sur chemin de drainage sous contraintes extérieures nulles, la valeur de ce seuil est égale à la pression de préconsolidation à l'état saturé, obtenue sur un essai œdométrique ou isotrope.

6

Simulation des courbes de rétention

Plusieurs chercheurs ont tenté de donner des descriptions mathématiques de la courbe de rétention. On peut citer par exemple celle de Gardner, 1956 ; Brooks et Corey, 1964 ; Mualem, 1976 ; Van Genuchten, 1980 ; McKee et Bumb, 1987 ; Fredlund et Xing, 1994, etc. Leurs formes sont généralement de type puissance, exponentielle ou logarithmique, et le nombre de paramètres à utiliser varie de trois à quatre. Certaines de ces fonctions sont plus adaptées à des types de sols que d'autres. Par exemple, pour les sols grenus, où la limite entre le domaine saturé et non saturé n'apparaît pas franchement (Se proche de zéro), la désaturation se fait subitement ; l'équation de Brooks et Corey, 1964 ou Mualem, 1976, donne de bons résultats, du fait que ces équations n'ont pas une forme sigmoïdale. Cependant, dans le cas contraire (cas des sols fins), où la désaturation se fait d'une manière progressive, il paraît que les équations de Gardner, 1956 ; Van Genuchten, 1980 ; McKee et Bumb, 1984 ; Fredlund et Xing, 1994 ; de part leur forme sigmoïdale, sont plus adaptées à ce type de sols, et peuvent donner des résultats satisfaisants, mais avec différents degrés de précision.

Dans ce contexte, et afin de simuler nos résultats des essais de drainage humidification, DH1 et DH2, les fonctions de Van Genuchten, 1980 (noté VG), ainsi que de Fredlund et Xing, 1994 (noté FX), ont été choisies.

L'équation de Van Genuchten, 1980 est donnée par l'équation 4, et celle de Fredlund et Xing, 1994, par les équations 5 et 6.

$$w = w_r + (w_s - w_r) \left[\frac{1}{1 + (a_{vg} S)^{n_{vg}}} \right]^{m_{vg}} \quad (4)$$

$$w = C(S) \cdot \left[\frac{w_s}{\ln \left[\exp(1) + \left(\frac{S}{a_{fx}} \right)^{n_{fx}} \right] \right]^{m_{fx}} \quad (5)$$

$$\text{avec } C(S) = \left[1 - \frac{\ln(1 + \frac{S}{S_{re}})}{\ln(1 + \frac{10^6}{S_{re}})} \right] \quad (6)$$

w_s est la teneur en eau à saturation, w_r est la teneur en eau résiduelle, S est la succion, S_{re} est la succion résiduelle.

a_{fx} , a_{vg} , n_{fx} , n_{vg} , m_{fx} et m_{vg} : sont des paramètres des deux fonctions.

La figure 6 représente l'effet de variation des paramètres « a », « n » et « m » sur la forme de la courbe de rétention, tout en considérant à chaque cas deux paramètres fixes et le troisième variable. Les trois cadrans de gauche représentent les courbes obtenues par la fonction de VG, et ceux de droite représentent celles obtenues par la fonction de FX.

Nous avons choisi les valeurs n et $m = 0,5, 1, 2, 3$ et $a = a_{fx} = 1/a_{vg} = 1, 10, 100, 1\ 000$ et $10\ 000$, comme dans Leong et Rahardjo, 1997, tout en considérant, $w_s = 60\%$, $w_r = 0\%$, $S_{re} = 500$ MPa. La gamme de succion choisie est la même que celle des courbes de drainage humidification DH1 et DH2.

La première remarque est que les deux fonctions proposées par les auteurs ont une forme sigmoïdale. La deuxième remarque est que la variation des paramètres « a », « m » et « n » affecte de la même façon la forme de la courbe de rétention des deux fonctions. Il apparaît que la valeur de « a » influe directement sur l'ampleur du domaine où le sol reste saturé, de façon à ce que le choix de valeurs croissantes (fonction de FX), ou décroissantes (fonction de VG), aboutit à un domaine saturé plus large.

En ce qui concerne le paramètre « m », il permet de positionner le plateau de la courbe de rétention ; tandis que le paramètre « n » joue sur la pente de ce

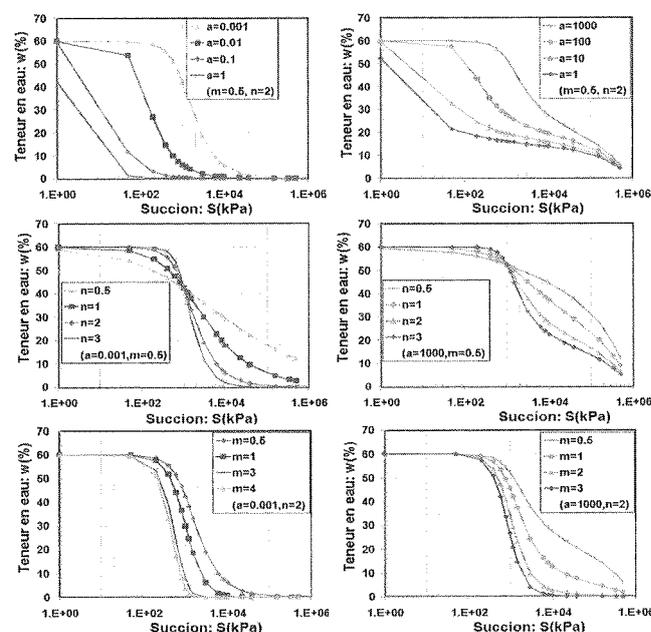


FIG. 6 Influence des paramètres a, n et m sur la forme de la courbe de rétention calculée par la fonction de VG et FX.

Effect of a, n and m parameters on the shape of the retention curve calculated by VG and FX functions.

dernier, tout en pivotant sur un point fixe. L'évolution de la position de ce point en fonction de différentes valeurs de « a » et « m », pour les deux fonctions, est représentée sur la figure 7.

On remarque que pour des valeurs croissantes de « m », ce pivot se déplace sur des chemins descendants linéaires, et sensiblement parallèles, jusqu'à atteindre théoriquement l'ordonnée 0. Pour le paramètre « a », des valeurs croissantes (fonction de FX), ou décroissantes (fonction de VG), déplacent le pivot vers la gauche sur des chemins quasi horizontaux et parallèles. La comparaison de la position des pivots des deux fonctions montre que l'abscisse des pivots en terme de succion est pratiquement la même, par contre l'ordonnée en terme de teneur en eau se trouve à des valeurs supérieures dans le cas de la fonction de FX, par rapport à la fonction de VG.

L'évolution du paramètre C(S) de l'équation 5, qui est un facteur de correction, en fonction de la succion résiduelle S_{re} est représentée sur la figure 8. Il paraît d'abord que C(S) est une fonction décroissante, qui varie de 1 à 0 quand la succion varie de 0 à 10^6 kPa. Des valeurs croissantes de S_{re} conduisent à des courbes C(S) superposées en ordre aussi croissant ; ce qui amène par conséquent dans l'équation 4 à des valeurs de teneur en eau aussi croissantes.

Les auteurs des deux fonctions proposent des méthodes graphiques pour la détermination des paramètres a, m et n. L'utilisation de la méthode des moindres carrés s'avère plus intéressante et permet d'avoir la meilleure estimation de ces derniers. L'idée est de déterminer les paramètres a, m et n de façon à minimiser l'écart entre les valeurs expérimentales et celles calculées par la fonction, selon l'équation 7 :

$$w(a, m, n) = \sum_{i=1}^k [w_i - w(S_i, a, m, n)]^2 \quad (7)$$

où $w(a, m, n)$ sont les valeurs de teneur en eau calculées par la fonction ;

k est le nombre de mesures ou points expérimentaux, et w_i et S_i sont les valeurs expérimentales de la teneur en eau et de la succion.

Les résultats des simulations des chemins de drainage humidification des matériaux initialement sous forme de pâte à $1,5w_l$ (essai D-H1), et la pâte consolidée à 100 kPa (D-H2), par la fonction de VG, et FX sont représentés sur les figures 9 et 10. Les tableaux VII et VIII regroupent l'ensemble des paramètres calés (a, m et n) par la méthode des moindres carrés ainsi que les coefficients de régression obtenus. Les paramètres w_r (teneur en eau résiduelle), et w_s (teneur en eau de saturation) ainsi que la succion résiduelle S_{re} ont été déterminés graphiquement des courbes expérimentales (Fig. 4).

D'après les courbes de simulation ainsi que les coefficients de régression obtenus, on peut dire que les deux fonctions sont capables de reproduire qualitativement et quantitativement les courbes expérimentales. Un coefficient de régression compris entre 0,97 et 0,99 est obtenu pour le chemin de drainage, et entre 0,94 et 0,96 pour le chemin d'humidification.

Afin d'estimer la précision de chaque fonction, nous avons tracé la variabilité par rapport à la teneur en eau de saturation exprimée par la relation 8 :

$$\text{var} (\%) = \left[\frac{(w_{\text{exp}} - w_c)}{w_s} \right] \times 100\% \quad (8)$$

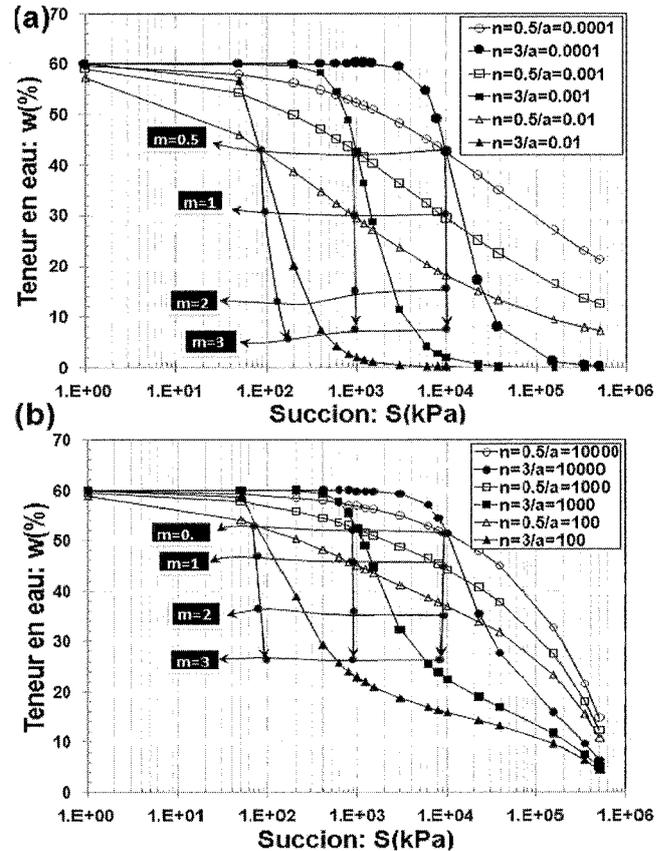


FIG. 7 Variation de la position du pivot en fonction de la valeur de a, n et m, (a) fonction de VG, (b) fonction de FX.

Variation of the pivot position according to a, n and m values, (a) VG function, (b) FX function.

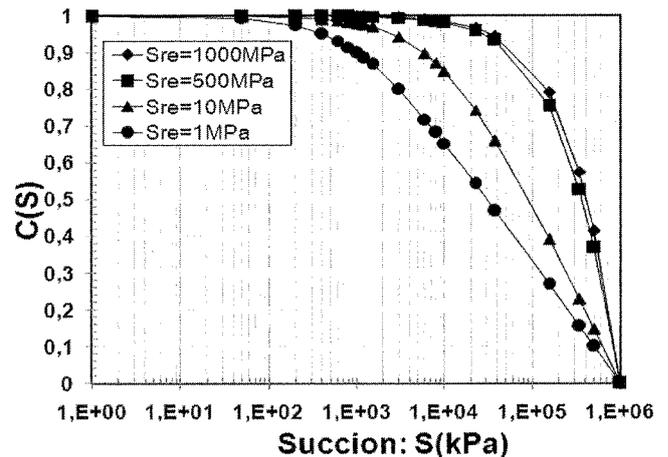


FIG. 8 Influence de la valeur de la succion résiduelle S_{re} sur la forme du coefficient correcteur C(S) de la fonction de FX.

Influence of residual suction value on the shape of correction factor C(S) for FX function.

w_{exp} correspond à la moyenne des valeurs expérimentales de la teneur en eau obtenue pour une succion donnée.

w_{mod} est la teneur en eau calculée par la fonction considérée.

w_s est la teneur en eau de saturation.

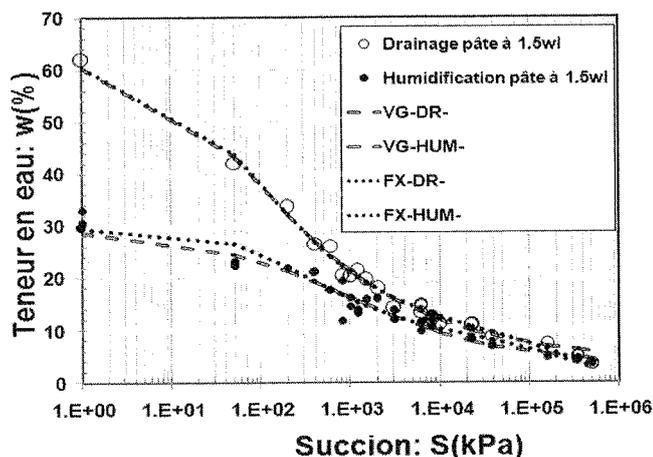


FIG. 9 Simulation du chemin de drainage (DR) et humidification (HUM) du matériau initialement sous forme de pâte à $w_i = 1,5 w_L$, par la fonction de VG et FX. Simulation of drying (DR) and wetting (HUM) paths for saturated slurry at $w_i = 1,5 w_L$ with VG and FX functions.

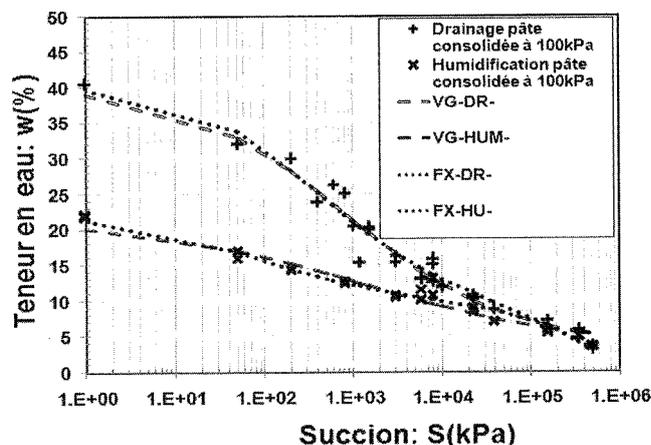


FIG. 10 Simulation de l'essai de drainage (DR) et humidification (HUM) du matériau initialement consolidé, par la fonction de VG et FX. Simulation of drying (DR) and wetting (HUM) paths for consolidated slurry with VG and FX functions.

Les résultats sont représentés sur la figure 11, où chaque figure représente l'évolution de la variabilité calculée, en fonction de la succion sur le chemin de drainage et d'humidification considéré séparément.

Une première constatation, est que, à l'exception de quelques pics observés sur la valeur de la variabilité, cette dernière n'excède pas 3,85 % pour le chemin de drainage et 9,6 % pour le chemin d'humidification du matériau initialement sous forme de pâte, tandis que pour la pâte initialement consolidée, elle ne dépasse

pas 4 % pour le chemin de drainage, à l'exception d'un pic de 12,4 %, et varie entre 8,6 et 10,7 % pour le chemin d'humidification.

Ce taux de variabilité montre que les deux fonctions reproduisent avec plus de précision le chemin de drainage que celui d'humidification. Ceci est peut-être dû à ce que les courbes d'humidification simulées sont pratiquement sous forme de droite, et non pas la forme classique des courbes de rétention qui est généralement pour les argiles de forme sigmoïdale.

TABEAU VII Paramètres de la fonction de VG et coefficients de corrélation R^2 . VG function parameters and coefficients of regression R^2 values.

Paramètres	Pâte à $1,5 w_L$		Pâte consolidée	
	Drainage	Humidification	Drainage	Humidification
A (MPa ⁻¹)	0,03	0,001	0,0012	0,0001
m	0,444	1,046	0,998	1,687
n	0,769	0,499	0,482	0,3042
w_s (%)	62	29,5	40	22
w_{re} (%)	3,6	3,6	3,6	3,6
S_{re} (MPa)	500	500	500	500
R^2	0,99	0,94	0,97	0,95

TABEAU VIII Paramètres de la fonction de FX et coefficients de corrélation R^2 . FX function parameters and coefficients of regression R^2 values.

Paramètres	Pâte à $1,5 w_L$		Pâte consolidée	
	Drainage	Humidification	Drainage	Humidification
A (MPa)	37,78	113,6	119,1	11,95
m	1,104	0,736	0,631	0,693
n	0,746	0,925	1,035	0,508
w_s (%)	62	29,5	40	22
w_{re} (%)	3,6	3,6	3,6	3,6
S_{re} (MPa)	500	500	500	500
R^2	0,99	0,94	0,97	0,96

Une deuxième constatation est que le chemin de l'évolution de la variabilité est monotone dans la plupart du temps. L'écart maximal entre les valeurs obtenues par les deux fonctions est généralement observé dans le domaine des succions inférieures à 600 kPa ce qui peut être expliqué par le manque de points expérimentaux, et dans le domaine de succion très élevée (supérieure à 20 MPa). Dans la majorité des cas, il semble que la fonction de VG est plus performante que la fonction de FX, dans ce domaine, contrairement au cas de faibles succions, où la fonction de FX est plus performante. Toutefois, les deux fonctions restent équivalentes dans le domaine intermédiaire de succion considéré.

D'après les résultats expérimentaux (Fig. 4), nous avons remarqué que tend le sol reste saturé, le chemin de drainage du matériau initialement sous forme de pâte et celui de la pâte consolidée, se rejoignent et forment pratiquement une même courbe, et que les chemins d'humidification, étaient sensiblement parallèles. De cela, il paraît logique que le choix de valeurs identiques des paramètres « m » ou « n » des deux équations, pour la simulation du chemin de drainage ou humidification des essais DH1 et DH2, ou pour ces

deux chemins en même temps, peut donner de bons résultats. Dans ce cas, le seul paramètre qui reste à déterminer est le paramètre « a ». Cette hypothèse est examinée, en prenant deux cas :

- cas 1 : pour chaque fonction, on simule le même chemin (drainage ou humidification) de l'essai DH1 et DH2, par les paramètres m et n obtenus de la régression la plus élevée du chemin considéré ;
- cas 2 : pour chaque fonction, on simule tous les chemins (drainage et humidification) de l'essai DH1 et DH2, avec les paramètres m et n de la régression la plus élevée.

Les résultats obtenus sont rassemblés dans le tableau IX. D'après ce tableau, les coefficients de régression obtenus pour le cas 1 et 2 sont proches de ceux obtenus dans les tableaux VII et VIII, sauf dans le cas 1 de la simulation du chemin d'humidification de la pâte avec la fonction de FX, où le coefficient de régression est de l'ordre de 0,89 au lieu de 0,94, et dans le cas 2 de la simulation du chemin d'humidification de la pâte consolidée, où la fonction de VG donne un coefficient de régression de 0,88 au lieu de 0,95, et la fonction de FX donne un coefficient de régression de l'ordre de 0,73 au lieu de 0,96.

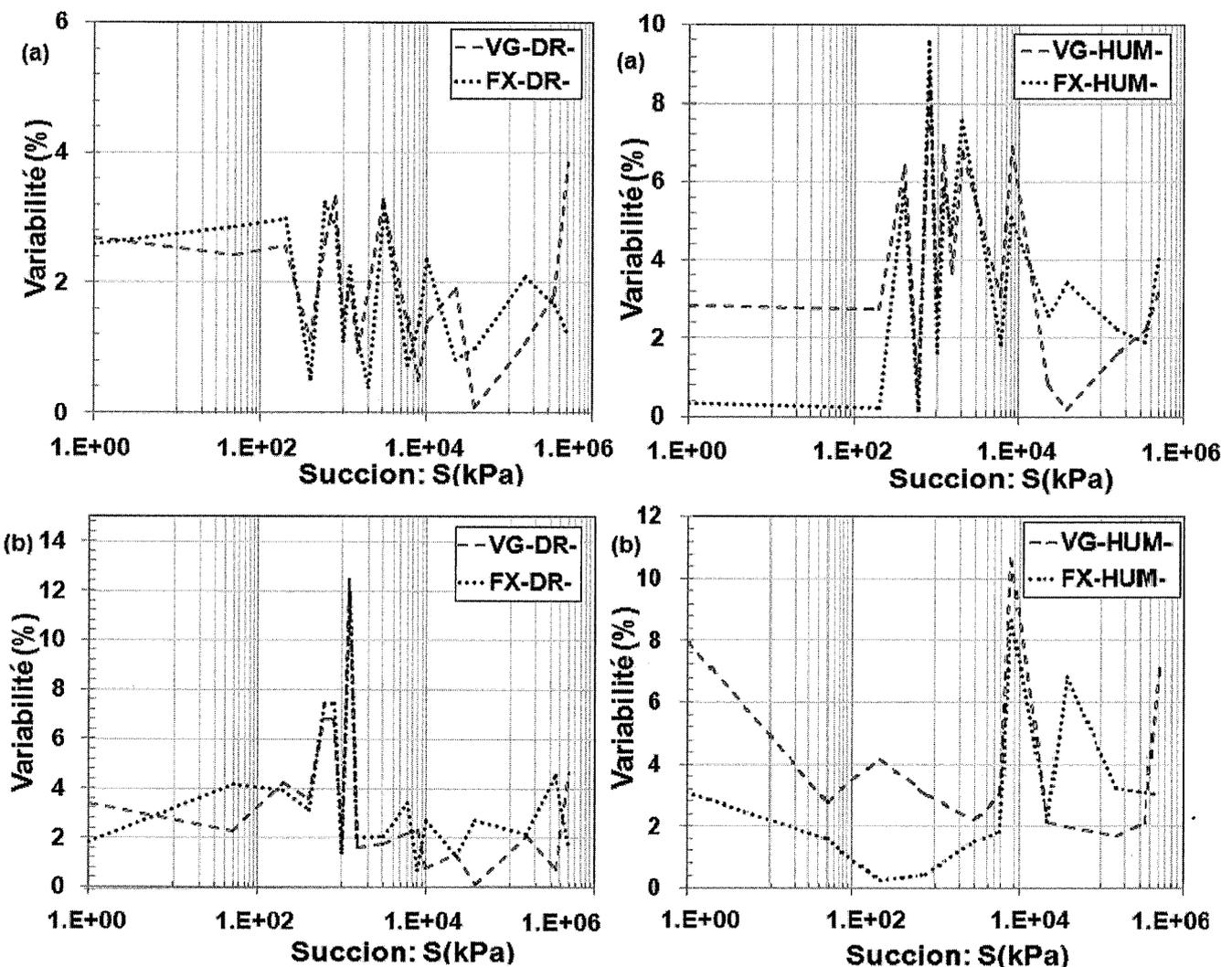


FIG. 11 Évolution de la variabilité de la fonction de VG et FX, sur chemin de drainage (DR) et d'humidification (HUM), (a) essai D-H1, (b) essai D-H2.

Variability evolution of VG and FX functions on drying (DR) and wetting (HUM) paths, (a) D-H1 test, (b) D-H2 test.

TABLEAU IX

Résultats des simulations avec la fonction de VG et de FX des cas 1 et 2.

Simulation results for cases 1 and 2 with VG and FX functions.

Chemin suivi	Fonction, m et n	a	R ²	N° cas
Humidification pâte	VG m = 1,687, n = 0,304	0,00016 MPa ⁻¹	0,91	1
	FX m = 0,693, n = 0,508	12,27 MPa	0,89	
Drainage, pâte consolidée	VG m = 0,444, n = 0,769	0,00714 MPa ⁻¹	0,96	1 et 2
	FX m = 1,104, n = 0,746	205 MPa	0,95	
Humidification, pâte	VG m = 0,444, n = 0,769	0,0068 MPa ⁻¹	0,94	2
	FX m = 1,104, n = 0,746	244,6 MPa	0,92	
Humidification pâte consolidé	VG m = 0,444, n = 0,769	0,0059 MPa ⁻¹	0,88	
	FX m = 1,104, n = 0,746	498,4 MPa	0,73	

8

Conclusion

A travers cet article nous avons présenté les résultats des chemins de drainage humidification obtenus sur l'argile du noyau du barrage de Boughrara, préparée initialement sous forme de pâte à $w_i = 1,5 w_L$ et consolidée à 100 kPa, ainsi que les résultats de simulation des courbes de rétention par deux fonctions très connues à savoir la fonction de Van Genuchten, 1980, et de Fredlund et Xing, 1994. Les conclusions suivantes peuvent être émises :

Du point de vue expérimental, les essais montrent l'intérêt d'une représentation globale de l'état du matériau au cours d'un cycle de drainage-humidification. Cette représentation permet notamment de suivre l'évolution de la saturation du sol, de relier les caractéristiques de retrait aux caractéristiques de drainage et d'humidification.

Les chemins de drainage humidification montrent l'existence d'un domaine de succion de l'ordre de 2 500 kPa sur chemin de drainage et 320 kPa sur chemin d'humidification où le sol reste saturé. Dans ce domaine, la notion de contrainte effective de Terzaghi reste valable.

En revanche, lorsque le sol se désature nettement, il n'y a plus équivalence entre la succion et la contrainte isotrope (ou verticale), puisque les contraintes exercées sur les grains par les ménisques d'eau isolés se traduisent par des forces normales aux plans de contact qui ne peuvent entraîner de glissement des particules les unes par rapport aux autres.

Les corrélations des droites de compression isotrope avec la limite de liquidité s'appliquent d'une manière satisfaisante aux chemins de drainage des

échantillons, ainsi les corrélations des indices de compression et décompression œdométrique s'appliquent pour les indices de drainage et d'humidification.

Concernant la simulation, les résultats ont montré aussi la performance des deux fonctions à reproduire les chemins de drainage avec un coefficient de régression compris entre 0,97 et 0,99, et du chemin d'humidification avec un coefficient de régression compris entre 0,94 et 0,96.

Le tracé de l'évolution de la variabilité a permis d'apprécier la précision de chaque fonction sur chacun des chemins. Il semble que la fonction de Van Genuchten est plus performante dans le domaine des fortes succions (supérieure à 20 MPa). Au contraire la fonction de Fredlund et Xing semble plus performante dans le domaine des faibles succions (inférieures à 600 kPa), cependant dans le domaine de succion intermédiaire les deux fonctions sont équivalentes.

L'utilisation de paramètres m et n identiques pour la simulation des chemins de drainage ou d'humidification (cas 1) ou les deux chemins (cas 2), des deux essais du matériau initialement sous forme de pâte et consolidé, donne des résultats satisfaisants. Les coefficients de régression obtenus dans le cas 1 restent compris entre 0,89 et 96, et dans le cas 2 entre 0,73 et 0,96.

On note aussi que les coefficients de régression obtenus sur chemin de drainage sont toujours supérieurs à ceux obtenus sur chemin d'humidification, du fait que ces derniers se présentent pratiquement sous forme de droite et pas sous forme sigmoïdale.

A travers tous les simulations faites, il paraît que la valeur de $a = a_{fx} = 1/a_{vg}$ ne correspond pas à la succion d'entrée d'air ou de résaturation, telle que suggéré par Fredlund et Xing, 1994, et que les paramètres m et n ne peuvent pas être considérés comme des paramètres physiques du sol.

Bibliographie

- Alonso E., Gens A., Josa A., – A constitutive model for partially saturated soil. *Géotechnique*, n° 40 (3), 1990, p. 405-430.
- Alonso E., Gens A., Hight D.W. – Special problem soils. General report. *Proc. 9th European conf. Soil Mech. Fdn Engng*, Dublin, 3, 1987, p. 1087-1146.
- Assouline S. – A model for soil relative hydraulic conductivity based on the water retention characteristic curve. *Water Resources Research*, n° 37, 2001, p. 265-271.
- Biares J., Favre J.-L. – *Table de corrélations des paramètres en mécanique des sols*. École centrale de Paris, 1975.
- Biares J., Fleureau J.-M., Zerhouni M.I., Soepandji B.D. – Variations de volume des sols argileux lors de cycles de drainage-humidification. *Revue française de géotechnique*, n° 41, 1988, p. 63-71.
- Brooks R.H., Corey A.T. – Hydraulic properties of porous medium. *Hydrology paper*, n° 03, Civil engineering department, Colorado State University (Fort Collins), 1964.
- Fredlund D.G., Rahardjo H. – *Soil mechanics for unsaturated soils*. John Wiley & Sons, New York, 1993, 560 p.
- Fredlund D.G., Xing A. – Equation for the soil-water characteristic curve. *Canadian geotechnical journal*, n° 31, 1994, p. 521-532.
- Cui Y.J. – *Étude du comportement d'un limon compacté non saturé et de sa modélisation dans un cadre élastoplastique*. Thèse de doctorat, École nationale des ponts et chaussées, France, 1993.
- Delage P., Howat M.D., Cui Y.J. – The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay. *Engineering Geology*, n° 50, 1998, p. 31-48.
- Fleureau J.-M., Kheirbek-Saoud S., Soemetro R., Taïbi S. – Behavior of clayey soils on drying wetting paths. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 30, n° 2, 1993, p. 287-296.
- Fleureau J.-M. – *Contribution à l'étude et la modélisation du comportement des matériaux granulaires polyphasiques*. Mémoire d'habilitation à diriger des recherches, université Pierre et Marie Curie, Paris 6, France, 1992.
- Fredlund D.G., Xing A., Huang S.Y. – Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 31, n° 4, 1994, p. 533-546.
- Gardner W.R. – Some steady state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table. *Soil science*, n° 85, 1956, p. 228-232.
- Lachgueur K., Saïd T., Abou-Bekr N. – Comportement hydrique d'une argile non saturée. Application au noyau de barrage de Boughrara. *Revue européenne de génie civil*, vol. 14/3, 2010, p. 329-360.
- Leong E.C., Rahardjo H. – Review of soil water characteristic curve equations. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, n° 123, 1997, p. 1106-1117.
- McKee C.R., Bumb A.C. – The importance of unsaturated flow parameters in designing a monitoring system for hazardous wastes and environmental emergencies. *Proc Haz Mat. Control Res. Inst. Nat. Conf.*, 1984, p. 50-58.
- Massarsch K.R. – Lateral Earth Pressure in Normally Consolidated Clay. *7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, Proceedings*, vol. 2, 1979, p. 245-249.
- Mualem Y. – A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water Resources Research*, n° 12, 1976, p. 513-522.
- Prapharan S., Altschaeffl A.G., Dempsey B.J. – Moisture curve of compacted clay: Mercury intrusion method. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 111, n° 09, 1985, p. 1139-1143.
- Taïbi S. – *Comportement mécanique et hydraulique des sols soumis à une pression interstitielle négative, étude expérimentale et modélisation*. Thèse de doctorat, 1994, École centrale de Paris, France.
- Tessier D. – *Recherches expérimentales sur l'organisation des particules dans les argiles*. Thèse d'ingénieur CNAM, présentée au conservatoire national des arts et métiers, juin 1975, France.
- Vanapalli S.K., Fredlund D.G., Pufahl D.E., Clifton A.W. – Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. *Canadian geotechnical journal*, n° 33, 1996, p. 379-392.
- Van Genuchten M.T. – A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil science society of America journal*, n° 44, 1980, p. 892-898.
- Williams J., Shaykewich C.F. – An evaluation of polyethylene glycol PEG 6000 and PEG 20000 in the osmotic control of soil water matrix potential. *Canadian Journal of Soil Science*, vol. 102, n° 6, 1969, p. 394-398.
- Zerhouni M.I. – *Rôle de la pression interstitielle négative dans le comportement des sols – Application aux routes*. Thèse de doctorat, École centrale de Paris, France, 1991.

INSTRUCTIONS AUX AUTEURS

Le projet d'article sera envoyé en deux exemplaires, accompagnés de la version électronique à l'un des rédacteurs en chef de la revue :

Philippe MESTAT
IFSTTAR
Cité Descartes
14-20, bd Newton
Champs-sur-Marne
77447 Marne-la-Vallée CEDEX 2

Frédéric PELLET
INSA-Université de Lyon
Département de Génie civil
et d'Urbanisme
Laboratoire de Génie civil
et d'Ingénierie environnementale
Bât. Coulomb - 20, av. A. Einstein
69621 Villeurbanne CEDEX

Denis FABRE
CNAM
2, rue Conté
75141 Paris CEDEX 3

Un projet d'article sera composé sous **Word**, présenté en double interligne, sur feuilles de format A4 paginées. Un projet d'article (y compris la bibliographie) ne devront pas dépasser une trentaine de pages ; un projet de *note technique*, une dizaine de pages.

La première page comprendra le titre en français et en *anglais*, les nom, prénom, organisme, adresse, des auteurs et les numéros de téléphone, fax et l'adresse électronique de l'auteur correspondant.

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

Les équations seront numérotées entre parenthèses après l'équation. On utilisera les **unités SI**.

Les références bibliographiques citées dans le texte seront du type (Baguelin et Jézéquel, 1978), 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 :

Baguelin F., Jézéquel J.F. – *The pressuremeter and foundation engineering*. Series on rock and soil mechanics, vol. 2, n° 4, Trans-tech Publications, 1978.

Wastiaux M., Ducroq J., Corbetta F. – Les pieux maritimes du pont Vasco de Gama. *Revue française de géotechnique*, n° 87, 1999, p. 27-33.

* Il est rappelé que les figures et photos sont imprimées en noir : l'usage de la couleur n'est donc pas recommandé.