

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

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

N° 129

38 €

4^e TRIMESTRE 2009

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

Sommaire



**REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE**
N° 129
4^e trimestre 2009

**Pieu sous charge latérale cyclique :
incertitudes sur les mesures**

F. ROSQUOËT, L. THOREL, J. GARNIER

3

**Concours de prévision du comportement d'un mur
en Terre Armée en vraie grandeur**

L. SOYEZ, A. LE KOUBY

11

**Étude du comportement d'un mur en Terre Armée :
rôle de l'interface sol/armature dans la modélisation**

L. SOYEZ, E. BOURGEOIS

21

**Modélisation continue tridimensionnelle
du comportement mécanique d'un mur en Terre Armée**

A. BREUGNOT, L. BOUTONNIER

35

**Modélisation numérique tridimensionnelle
de murs en Terre Armée.
Confrontation à une modélisation physique en vraie grandeur**

D. DIAS, A. ABDELOUHAB

45

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 : Bernard GAMBINI

Rédacteur en chef : Philippe MESTAT (LCPC)

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 2009 (numéros 126-129) franco : 135 €

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

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

Sommaires des numéros anciens sur demande.

Presses de l'École nationale des ponts et chaussées

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 : 126458. Dépôt légal : mars 2010

Pieu sous charge latérale cyclique : incertitudes sur les mesures

F. ROSQUOËT

Laboratoire
des technologies innovantes
Équipe Phénomènes
de transferts
et construction durable
IUT d'Amiens

L. THOREL, J. GARNIER

Laboratoire central
des Ponts et Chaussées
de Nantes
Route de Bouaye
BP 4129
44341 Bouguenais Cedex

Résumé

L'effet des cycles de chargement horizontal en tête de pieu sur l'interaction sol-pieu est étudié sur modèles réduits centrifugés. L'évolution avec le nombre de cycles du déplacement au point d'application de la charge et du moment maximum est analysée avec une interpolation logarithmique en incluant un calcul d'incertitude.

Mots-clés : pieux, charge latérale cyclique, incertitude, centrifugeuse.

Pile under lateral cyclic load: uncertainty of a measurement

Abstract

The effect of horizontal cyclic loading applied on pile has been investigated on centrifuge models. Pile head displacement and maximum bending moments are interpolated with a logarithmic interpolation, including an analysis based on uncertainty of measurements.

Key words: piles, lateral cyclic loading, uncertainty, centrifuge.

Introduction

Le chargement latéral cyclique des pieux est généralement le résultat des sollicitations mécaniques engendrées par les vagues, le vent sur des structures offshore, l'accostage ou l'amarrage de bateaux, les surcharges variables ou les dilatations thermiques. L'étude paramétrique sur des ouvrages géotechniques réels, tels que les fondations profondes, est relativement difficile. C'est pourquoi on fait souvent appel à des modèles réduits centrifugés (Garnier, 1995), méthode permettant une étude paramétrique et une mise en œuvre aisée, tout en ayant une bonne maîtrise des conditions limites (Remaud, 1999). L'étude expérimentale sur un pieu modèle instrumenté souple permet d'acquérir un nombre important de données (Rosquoët, 2004) : évolution du profil de moment fléchissant et du déplacement en tête du pieu, en fonction de la charge appliquée. Ces

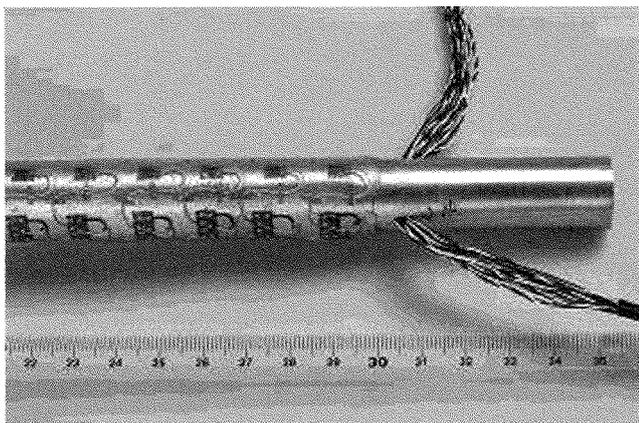


FIG. 1 Pieu instrumenté de 18 mm de diamètre et détail des jauges collées à sa surface pour la mesure des moments. Le câblage passe à l'intérieur du pieu.

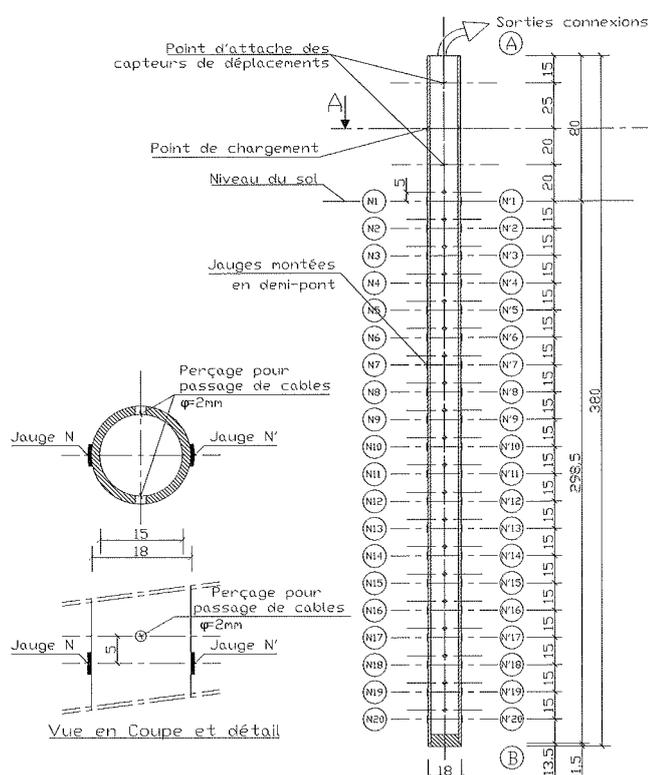


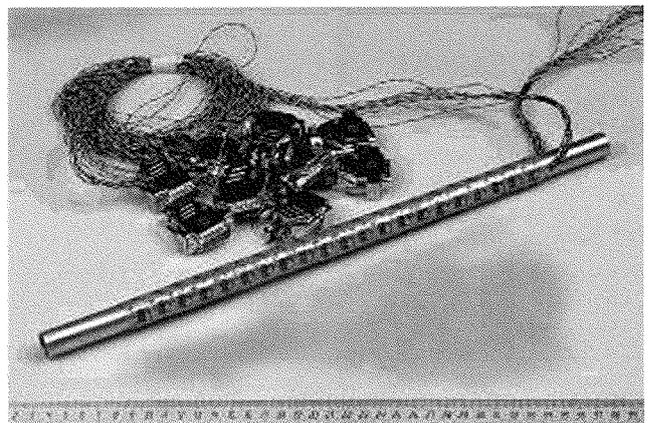
FIG. 2 Schéma du pieu instrumenté.

mesures, effectuées avec soin malgré l'environnement contraignant de la macrogravité, sont toujours entachées d'incertitudes.

Le déplacement et le moment maximal relatif (aux valeurs du premier cycle), exprimés en fonction du nombre de cycles, peuvent être interpolés par une équation logarithmique. Après avoir déterminé les incertitudes sur les mesures de déplacement, de force et de moment, nous nous intéressons à l'influence de ces incertitudes sur l'interpolation logarithmique.

Dispositif expérimental

Le pieu isolé (Figs. 1 et 2) est mis en place à 1 × g par battage, dans un massif de sable de Fontainebleau NE34 reconstitué par pluviation dans l'air (Rosquoët, 2004).



Sous 40 × g d'accélération centrifuge, un servo-vérin horizontal (Thoret *et al.*, 2008) placé sur un bâti rigide fixé sur le conteneur d'essai permet d'appliquer le chargement à 40 mm au-dessus du sol. L'effort est mesuré à l'aide d'un capteur de force, d'une capacité maximale de 500 daN. Pour le chargement unidirectionnel non alterné (traction uniquement) un câble assure la liaison entre le capteur et le pieu modèle de longueur 380 mm (Fig. 3).

Les deux capteurs de déplacement (d'une course de 100 mm) sont fixés par l'intermédiaire d'une rotule sur le pieu modèle (pour éviter d'introduire des moments de flexion parasites lors des essais de chargement) et sont placés respectivement à 20 mm et de 65 mm du sol (Fig. 4).

En supposant que le pieu ne se déforme pas en dehors du sol (uniquement rotation et translation), ces deux capteurs permettent de déterminer le déplacement latéral « y » du pieu au point d'application de la charge, transmise par le câble. y_{c1} et y_{c2} sont les mesures respectivement obtenues par les capteurs de déplacement 1 et 2. « y » est calculé en appliquant le théorème de Thalès :

$$y = y_{c1} + (y_{c2} - y_{c1}) \frac{20}{45} \quad (1)$$

Les informations collectées par les différents capteurs au cours d'une expérimentation transitent par l'intermédiaire d'une chaîne d'acquisition qui transforme des valeurs électriques en valeurs physiques.

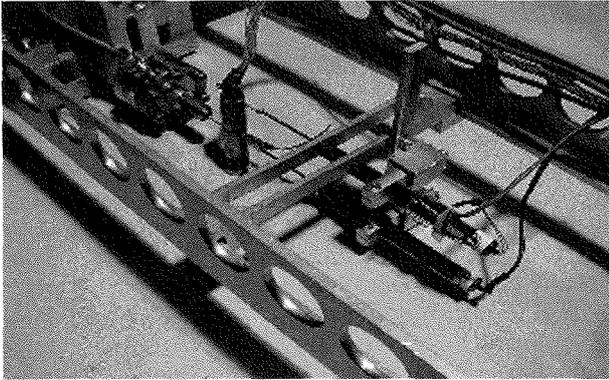
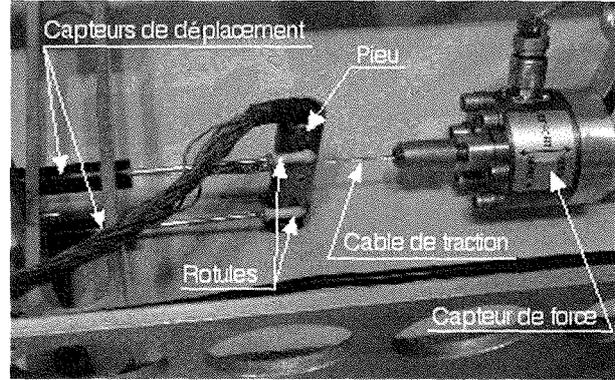


FIG. 3 Dispositif de chargement : pieu installé dans un massif de sable soumis à un chargement horizontal.



3

Hypothèses

Plusieurs hypothèses sont nécessaires à la conduite des calculs d'incertitude présentés par la suite. On suppose que les mesures ne sont soumises qu'à des incertitudes aléatoires et que la distribution limite engendrée par un grand nombre de valeurs mesurées « x » tend vers un maximum unique, correspondant à la valeur moyenne « X », tandis que les autres valeurs se répartissent régulièrement de part et d'autre de cette valeur maximale suivant ainsi une loi normale. Lorsqu'une mesure x se situe dans un intervalle [a, b] peut s'écrire, en introduisant l'écart-type σ , sous la forme suivante :

$$P(x \in [a, b]) = (1/\sigma\sqrt{2\pi}) \int_a^b e^{-\frac{(x-X)^2}{2\sigma^2}} dx \quad (3)$$

La probabilité qu'une mesure x quelconque soit comprise entre la valeur maximale et plus ou moins t fois l'écart-type revient à calculer l'intégrale de l'équation (3) en remplaçant les bornes a et b par et $X - t\sigma$ et $X + t\sigma$. Si on pose $z = \frac{(x-X)}{\sigma}$ ce changement de variable (avec $dx = \sigma dz$), permet d'écrire :

$$P(x \in [X - t\sigma, X + t\sigma]) = P(z \in [-t, t]) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-t}^t e^{-\frac{z^2}{2}} dz \quad (4)$$

L'équation (4) connue sous le nom « intégrale de l'erreur normale » permet de calculer la probabilité qu'une mesure $x = x_{\text{mesuré}} \pm \delta x$ tombe à moins d'un écart type (Taylor, 1982). Cette probabilité $P(z \in [-1, 1])$ est égale à 68 %. Le calcul montre que, pour une mesure égale à $3\sigma/2$, la probabilité est de 87 % alors qu'elle passe à 95,4 % pour 2σ . Au vu de ces résultats, il est généralement de coutume de prendre l'incertitude associée à une mesure comme étant égale à l'écart-type ($\delta x = \sigma$).

Dans le cas de calcul de paramètres basés sur N mesures indépendantes a_i , si les incertitudes sont indépendantes et aléatoires, la propagation des incertitudes permet d'écrire que le carré de l'incertitude composée (fractionnaire) sur le paramètre, est la somme quadratique des incertitudes fractionnaires des différents termes (NF ENV13005, 1999) :

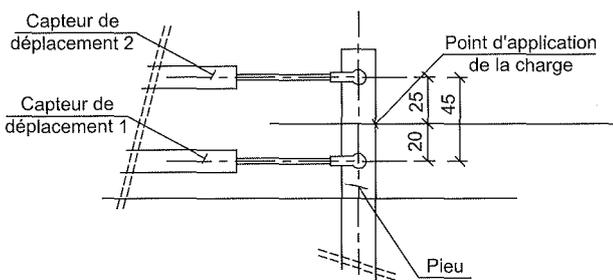


FIG. 4 Position des capteurs de déplacement.

Les mesures physiques sont entachées d'incertitudes généralement liées à la précision des appareils utilisés. On note également que la précision d'usinage des différents éléments mécaniques, ou bien encore la résolution de la chaîne d'acquisition utilisée, doivent être prises en compte pour quantifier le plus précisément possible les incertitudes que l'on commet lors de la mesure du déplacement, de la force ou des moments. Cependant, il faut bien garder à l'esprit que toutes les erreurs liées à ces expérimentations ne peuvent pas toujours être quantifiées. Le chargement cyclique est caractérisé par la charge maximale F et l'amplitude de variation de charge DF. Dans le cas d'un chargement cyclique de type non alterné, l'effort est toujours appliqué dans le même sens, la charge variant entre F et F-DF.

Le pieu est instrumenté par 20 niveaux de jauges de déformation, permettant d'identifier le profil des moments fléchissants. En supposant que le comportement du matériau est élastique linéaire, il existe une relation entre la charge appliquée Q à l'extrémité de la poutre et le signal électrique u_i mesuré sur chaque demi-pont de jauge. A chaque niveau z_i , en prenant en compte la rigidité à la flexion du pieu et le signal électrique obtenu par la déformation d'une jauge, le moment s'écrit :

$$M(z_i) = 4 \frac{EI}{B} \frac{u_i}{u\Omega} \cdot 10^{-3} \quad (2)$$

où E est le module d'Young du matériau ; I, le moment d'inertie ; u_i , la tension de mesure ; u, la tension d'alimentation ; Ω , le facteur de jauge et B le diamètre du pieu.

$$\sigma_{\varphi} = \sqrt{\left(\frac{\partial\varphi}{\partial a_1}\sigma_{a1}\right)^2 + \left(\frac{\partial\varphi}{\partial a_2}\sigma_{a2}\right)^2 + \dots + \left(\frac{\partial\varphi}{\partial a_N}\sigma_{aN}\right)^2} \quad (5)$$

L'expression (5) représente en fait la propagation des incertitudes que l'on peut également écrire sous une forme condensée :

$$\sigma_{\varphi}^2 = \sum_{i=1}^N \left(\frac{\partial\varphi}{\partial a_i}\sigma_{ai}\right)^2 \quad (6)$$

L'exploitation des propriétés des sommes de carrés permet de simplifier les expressions des incertitudes en les bornant.

4

Incertitudes de mesure

4.1

Incertitude sur la mesure de déplacement

L'erreur de mesure de chaque capteur de déplacement est fournie par le constructeur sous la forme d'un écart de linéarité (NF E11-062, 1985). Elle est de 0,1 % pour une étendue de mesure de 100 mm, soit une incertitude de $\pm 0,05$ mm.

La résolution de la chaîne d'acquisition est donnée par sa capacité à intégrer la mesure. Ici le déplacement est intégré sur 10 000 points (pleine échelle). La résolution de la chaîne est de 0,01 mm, soit une incertitude sur la mesure de $\pm 0,005$ mm.

Finalement, l'incertitude de mesure d'un déplacement est la somme des deux incertitudes évoquées précédemment, c'est-à-dire $\pm 0,055$ mm.

Les deux capteurs de déplacement sont fixés par l'intermédiaire d'une rotule sur le modèle. Dans un souci de simplification des calculs, l'incertitude induite par l'usinage peut être négligée par rapport à l'incertitude liée au capteur de déplacement.

L'incertitude sur le déplacement au point d'application de la charge se déduit de l'équation (1). On obtient alors :

$$\delta y = \delta y_{c1} + |\delta y_{c2} + \delta y_{c1}| \times \frac{20}{45} \quad (7)$$

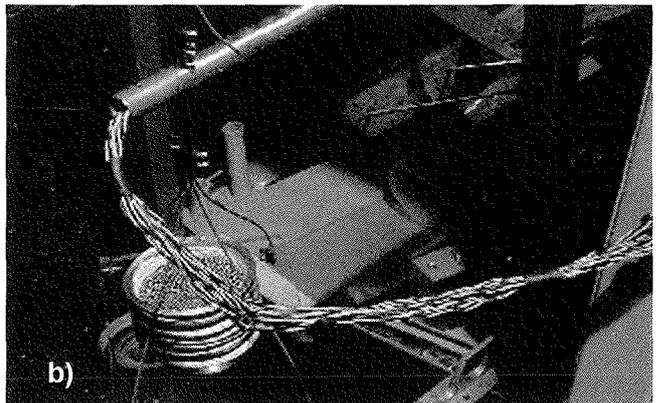
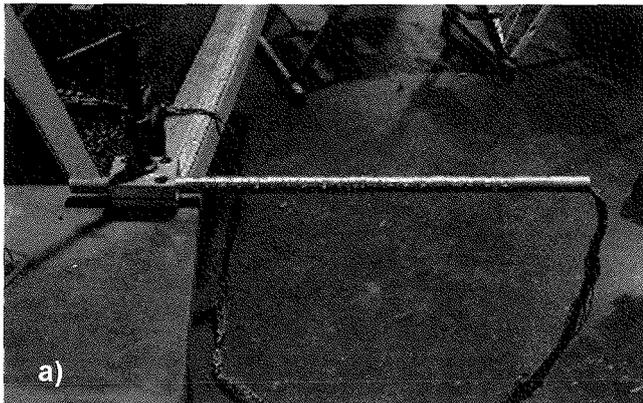


FIG. 5 Étalonnage du pieu modèle.

a) Vue générale du pieu modèle et son encastrement ; b) Détail du système de chargement.

4.2

Incertitude sur la mesure de force

L'incertitude de mesure sur le capteur de force est donnée par le constructeur, comme pour le capteur de déplacement, sous la forme d'un écart de linéarité. Cet écart est de 0,15 % sur l'étendue de mesure, ce qui représente une incertitude sur la mesure de la force de 3,75 N, sachant que l'étendue de la mesure est de 5000 N (NF E11-062, 1985).

La chaîne d'acquisition intègre l'étendue de mesure de la force sur 10 000 points. La résolution de cette dernière est donc de 0,5 N, soit une incertitude de $\pm 0,25$ N.

L'incertitude de la mesure de force est la somme des incertitudes du capteur et de la chaîne d'acquisition, soit ± 4 N.

4.3

Incertitude sur la mesure du moment

On distingue trois sources d'incertitude lors de la mesure des moments de flexion dans le pieu : celles qui sont liées aux mesures δM_m , au positionnement des jauges δM_j et à la mise en place du pieu δM_p .

L'incertitude de mesure peut être déterminée (équation 8) à partir des données obtenues lors de l'étalonnage. Le montage réalisé, lors de cette opération, est de type « console » (Fig. 5).

$$\frac{\delta M_m(z)_i}{M(z)_i} = \sqrt{\left(\frac{\delta E}{E}\right)^2 + \left(\frac{\delta I}{I}\right)^2 + \left(\frac{\delta B}{B}\right)^2 + \left(\frac{\delta \Phi}{\Phi}\right)^2 + \left(\frac{\delta k_i}{k_i}\right)^2 + \left(\frac{\delta Q}{Q}\right)^2} \quad (8)$$

La bibliographie fournit un module de Young pour l'aluminium compris entre 74 000 et 75 000 MPa. L'incertitude sur le module pourra être prise égale à ± 500 MPa ce qui donne un rapport $\delta E/E$ d'environ $\pm 0,7$ %.

L'incertitude sur le diamètre du tube est estimée à 1/10 de millimètre soit, pour un diamètre du tube de 18 mm, une incertitude $\delta B/B$ de 0,6 %.

L'incertitude sur le moment d'inertie peut être déterminée à partir du calcul du moment d'inertie d'un tube en effectuant une dérivée par rapport au diamètre extérieur B.

$$\frac{\delta I}{I} = \frac{4(B^3 - b^3)}{B^4 - b^4} \delta B \quad (9)$$

soit $\frac{\delta I}{I}$ une incertitude de 1,8 %.

L'incertitude sur le type de jauge Φ ne dépend que de la tension d'alimentation du pont de jauges, soit 10 V. La précision de l'alimentation est de ± 1 mV, soit une incertitude sur $\delta \Phi / \Phi$ de $\pm 0,01$ %.

L'incertitude sur la linéarité des jauges k_i peut être déterminée en étudiant leurs réponses à partir de la courbe de l'évolution du signal électrique en fonction de la charge appliquée lors de l'étalonnage Q et peut être négligée au regard des résultats obtenus (Fig. 6).

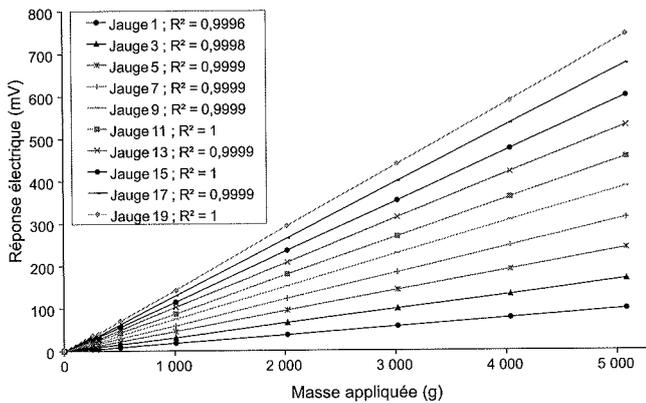


FIG. 6 Réponse des jauges en fonction de la masse appliquée (pour les numéros de jauges impaires).

Les masses utilisées pour appliquer Q sont calibrées. L'incertitude sur ces dernières est égale à la précision de la balance digitale, c'est-à-dire de $\pm 0,1$ g, soit pour la masse minimum appliquée lors de l'étalonnage (257 g) une incertitude $\delta Q/Q$ de $\pm 0,04$ %.

L'incertitude $\delta M_m(z_i)$ est toujours majorée par la somme des incertitudes fractionnaire, donc $\delta M_m(z_i) = 3,1 \% \times M(z_i)$.

L'incertitude sur le moment due à la position de la jauge peut être calculée à partir de la relation suivante, établie lors de l'étalonnage du pieu en console, avec A , la distance entre l'encastrement et le point d'application de la charge (Fig. 7) et z_i , la distance entre l'encastrement et la jauge i :

$$\left| \frac{\delta M_j(z_i)}{M(z_i)} \right| \leq \left| \frac{\delta A}{(A - z_i)} \right| + \left| \frac{\delta z_i}{(a - z_i)} \right| + \left| \frac{\delta Q}{Q} \right| \quad (10)$$

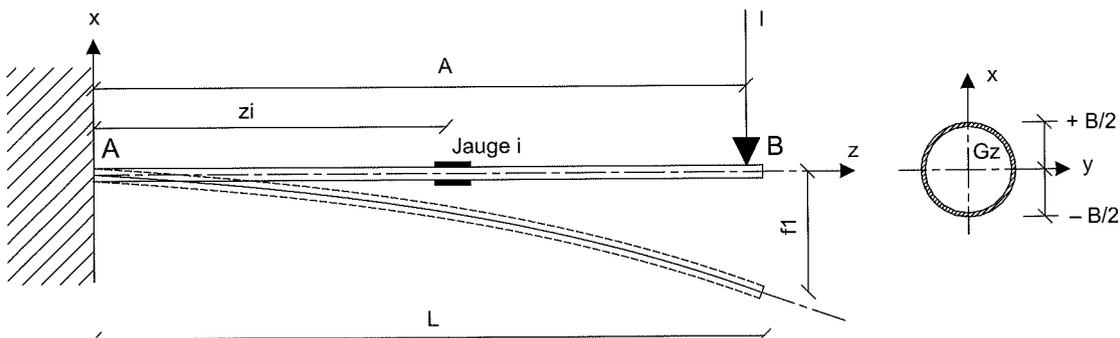


FIG. 7 Principe de l'étalonnage du pieu modèle.

L'entreprise qui a réalisé le collage des jauges assure le positionnement au 1/10 de millimètre près. La distance entre l'encastrement et le point d'application de la charge est connue à $\pm 0,5$ mm (précision de mesure de la distance entre les deux points).

Dans la configuration d'étalonnage, où $A = 407$ mm, les distances z_i entre l'encastrement et les jauges 1 et 20 sont respectivement de 22 et 307 mm. L'incertitude sur le moment mesuré varie entre $\pm 0,6$ % et $\pm 0,2$ % pour la masse appliquée la plus faible (257 g).

Lors de la mise en place du pieu par battage, malgré toutes les précautions prises pour faire en sorte que la fibre neutre du pieu soit bien perpendiculaire au point d'application de la charge, il est possible qu'il y ait une légère rotation du pieu. Pour quantifier l'influence de cette rotation, on a modélisé le pieu avec le logiciel de calcul par éléments finis CESAR-LCPC (Rosquoët, 2004), en considérant un matériau élastique linéaire, avec comme conditions aux limites un encastrement en pied et une totale liberté en tête. Le calcul de la déformation à la surface permet de constater qu'une rotation de ± 3 degrés du pieu par rapport au point d'application de la charge a une influence négligeable sur la déformation en surface et par conséquent sur la mesure du moment par l'intermédiaire de la jauge de déformation.

4.4

Bilan

Les incertitudes à prendre en compte sur la mesure de déplacements, de forces et de moments sont résumées dans le tableau I.

TABLEAU I Incertitude.

Mesure	Incertainitude	Remarque
Déplacement	$\delta y = \pm 0,104$ mm	Incertainitude sur l'étendue de mesure
Force	$\delta F = \pm 4$ N	Incertainitude sur l'étendue de mesure
Moment	$\delta M(z_i) = \pm 0,037 \times M(z_i)$	Incertainitude de mesure et de position

5

Influence des incertitudes sur l'interpolation logarithmique

On considère que le déplacement où le moment relatif et le nombre de cycles sont liés par une loi logarithmique

mique (Rosquoët, 2004). Les constantes « a » et « b » intervenant dans la fonction d'interpolation sont déterminées avec une certaine incertitude. On suppose que les incertitudes sur le moment et le déplacement relatif sont toutes de même amplitude et se répartissent suivant une loi de Gauss. On admet qu'il n'y a pas d'incertitude liée au nombre de cycles n_i .

On recherche une fonction logarithmique s'ajustant à l'ensemble des points $(n_1, C_1), \dots, (n_r, C_r)$ de la forme :

$$C_i = a + b \ln(n_i) \quad (11)$$

On suppose que chaque mesure C_i suit une distribution normale centrée sur la vraie valeur et dont la largeur est égale à l'écart-type σ_{C_i} . L'estimation de l'incertitude sur les constantes « a » et « b » se déduit alors de l'incertitude σ_{C_i} associée aux mesures de C_i par la propagation des incertitudes, N étant le nombre total de cycles :

$$\sigma_b = \sigma_{C_i} \sqrt{\frac{N}{\Delta}} ; \sigma_a = \sigma_{C_i} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (\ln(n_i))^2}{\Delta}} \quad (12)$$

$$\text{et } \Delta = N \sum_{i=1}^N (\ln(n_i))^2 - \left(\sum_{i=1}^N \ln(n_i) \right)^2$$

6

Influence des incertitudes sur l'analyse de l'effet des cycles

Le chargement latéral cyclique est caractérisé par deux paramètres qui sont la charge maximum appliquée F et l'amplitude de la variation de charge DF . Pour un indice de densité du massif de sable de 86 %, sept essais ont été réalisés avec différentes valeurs de F et DF (repérés P32, P33, P36, P318, P344, P346, P347 sur les figures 8 et 9). Pour quantifier l'influence de la charge maximale et de l'amplitude sur le déplacement et le moment maximum, on a étudié leurs évolutions au cours des cycles. Afin de comparer les différents cas de charge entre eux, on s'est intéressé au déplacement et au moment maximum uniquement lorsque la charge maximum est appliquée durant les cycles ; ils sont exprimés sous la forme de valeurs relatives par rapport au premier cycle, afin de les rendre adimensionnels (en les divisant par les valeurs mesurées au premier chargement).

En toute rigueur, le moment maximum doit être calculé à partir de la courbe d'interpolation du profil des moments en cherchant la profondeur à laquelle la dérivée s'annule. Cependant, la courbe des moments ne peut être interpolée que par un polynôme de degré au moins égal à 7 (Rosquoët, 2004) (éq. 13). Il est ainsi nécessaire, pour calculer le moment maximum, de résoudre une équation de degré 6 :

$$M = a + bz + cz^2 + dz^3 + ez^4 + fz^5 + gz^6 + hz^7 \quad (13)$$

La profondeur expérimentale correspondant au moment maximal déduit d'un tel calcul est proche de 2,4 m, c'est-à-dire de la position d'une des jauges de mesure effectuée sur le niveau de jauge à 2,4 m de profondeur et la valeur rigoureuse déduite mathématiquement reste inférieure à 1 % (Tableau II). Par la suite, le moment maximum est déduit directement des données expérimentales (mesure du niveau de jauge) à une profondeur de 2,4 m.

Les évolutions des déplacements ou des moments relatifs suivent des relations logarithmiques (Figs. 8 et 9). Verdure *et al.* (2003) ont déjà proposé une expression de ce type à partir des résultats d'une première série d'essais. On constate tout d'abord une bonne répétitivité des essais. La figure 7 montre aussi que l'effet des cycles sur l'évolution du déplacement en tête est plus faible pour des cycles d'amplitude $DF = 150$ N que pour les cycles d'amplitude de 300 à 600 N et l'inverse en ce qui concerne les moments (Fig. 9).

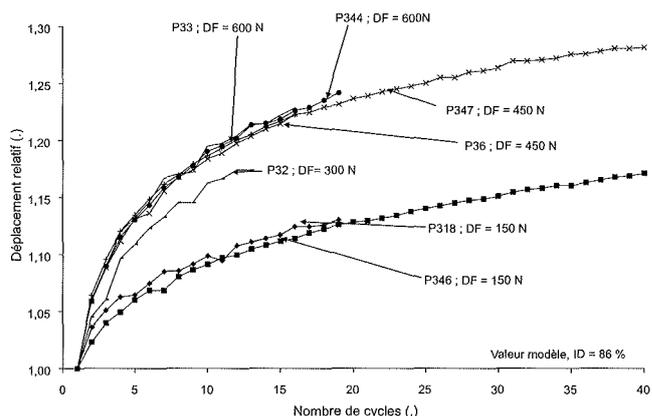


FIG. 8 Évolution du déplacement en fonction du nombre de cycles ($F = 600$ N, DF varie d'un essai à l'autre).

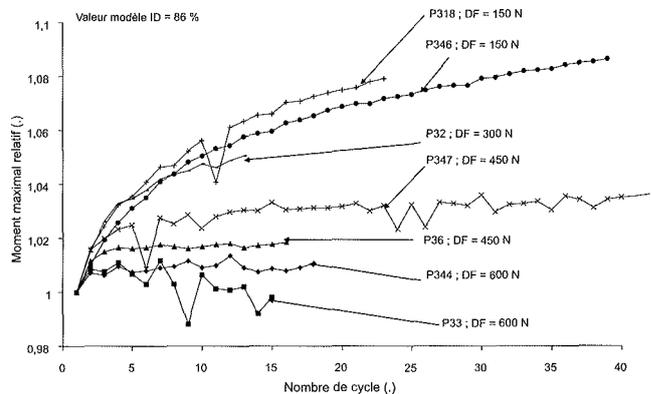


FIG. 9 Évolution du moment relatif en fonction du nombre de cycles ($F = 600$ N, DF varie d'un essai à l'autre).

TABLEAU II Comparaison entre le moment maximal expérimental (Exp.) et le moment maximal déduit de la courbe d'interpolation (Math.).

	Cycle 1		Cycle 3		Cycle 5		Cycle 10		Cycle 15	
	Exp.	Math.	Exp.	Math.	Exp.	Math.	Exp.	Math.	Exp.	Math.
Profondeur z (m)	2,4	2,5	2,4	2,58	2,4	2,66	2,4	2,79	2,4	2,78
Moment max. (kN.m)	3 048	3 022,7	3 128	3 110	3 154	3 140	3 193	3 194	3 201	3 212
Écart sur le moment (%)		0,8		0,6		0,4		0,03		0,3

Pour chaque cas de charge (F, DF), en supposant qu'il n'y a pas d'incertitude liée au programme d'asservissement du servo-verin, le déplacement relatif en fonction du nombre de cycles peut être interpolé par une fonction de type logarithme (éq. 11).

L'interpolation des courbes est réalisée par la méthode des moindres carrés. Pour tous les cas étudiés, les valeurs expérimentales sont proches de la loi choisie (coefficient de corrélation $R^2 = 0,98$). Cependant, le nombre de cycles réalisés au cours des essais ne permet pas de dire si la fonction d'interpolation choisie est bornée. Des essais réalisés récemment sur un sable moyennement dense ($I_D = 50 \%$) montrent, dans le cas d'un grand nombre de cycles, deux régimes de déplacement en tête : l'un avec une évolution de type logarithmique notable jusqu'à environ 100 cycles environ, l'autre plus faible, au-delà (Rakotonindriana *et al.*, 2009).

Au vu de la figure 10, on remarque que le coefficient « b » dépend de l'amplitude des cycles. Lorsque l'amplitude des cycles DF tend vers 0, on est dans le cas d'un essai de fluage puisque la charge est constante et égale à F. Le déplacement induit par le fluage est négligeable (Rosquoët *et al.*, 2007) ; par conséquent, le coefficient « b » est proche de 0.

Dans le cas de l'évolution du déplacement relatif, on constate que, même si l'incertitude sur le coefficient « b » n'est pas négligeable (Fig. 10, Tableau III), « b » semble être croissant avec l'amplitude DF. Cette incertitude varie entre 12 % pour une amplitude de 450 N et 38 % pour l'amplitude de 150 N (plus le déplacement est faible, plus l'incertitude est importante). Ce résultat semble logique puisque l'incertitude sur la mesure est donnée par un écart de linéarité sur l'éten-

due de mesure. Cependant, si l'on suit cette logique, la meilleure précision aurait correspondu à l'amplitude de 600 N (incertitude respective de 23 et 21 %), ce qui n'est pas vérifié. On remarque que le nombre de points d'interpolation (40 pour 450 N, essai P347 contre 18 pour 600 N, essai P36) a une influence sur les résultats du calcul. Plus la courbe d'interpolation est précise, plus l'incertitude de mesure a d'effet sur l'incertitude du coefficient « b ». Les mêmes remarques, hormis l'évolution selon DF, peuvent être formulées pour le calcul des incertitudes sur le coefficient « b » à partir de la mesure des moments (Fig. 11). Cependant, du fait d'une interpolation des courbes de moments de moins bonne qualité ($R^2 = 0,85$), notamment pour le cas où les amplitudes sont importantes, les incertitudes sur le coefficient « b » peuvent dépasser 700 %, ce qui, d'un point de vue physique, n'a plus aucune signification. Par contre pour l'essai P346 où le coefficient de corrélation est proche de 1, l'incertitude est de 23 %. Sans surprise, plus le nombre de cycles est important, plus faible est l'incertitude sur l'identification de « b ». Cela corrobore, pour le nombre de cycles réalisés, l'hypothèse d'un ajustement logarithmique pour le déplacement relatif et le moment maximum relatif (Rosquoët, 2004).

7 Application à un ouvrage prototype

Le raisonnement présenté concerne les données obtenues sur des modèles réduits centrifugés. Pour acquérir des résultats sur l'ouvrage en vraie grandeur

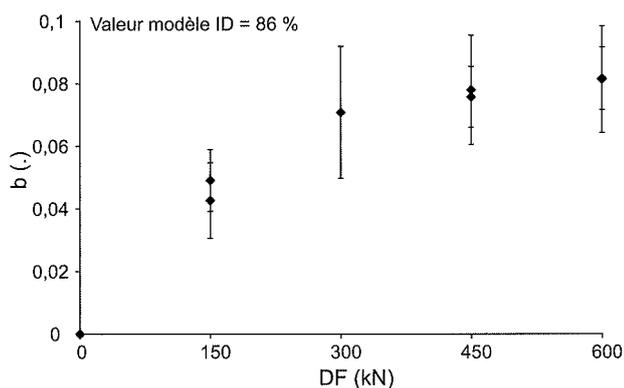


FIG. 10 Évolution du coefficient « b » en fonction de l'amplitude des cycles pour F = 600 N : incertitudes sur les déplacements relatifs.

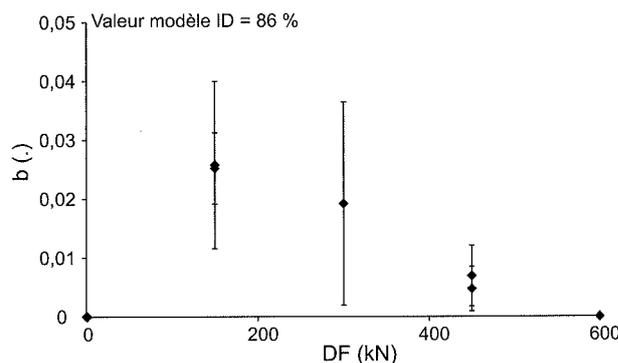


FIG. 11 Évolution du coefficient « b » en fonction de l'amplitude des cycles pour F = 600 N : incertitudes sur les moments maximaux relatifs.

TABLEAU III Estimation de l'incertitude sur la constante « b ».

Essai	Nombre de cycles	DF (kN)	b (.)	σ _b (%)	b (.)	σ _b (%)
P33	14	960	0,082	0,019	0	/
P344	14	960	0,081	0,017	0	/
P36	18	720	0,078	0,017	0,0047	0,0038
P347	40	720	0,075	0,01	0,0069	0,0052
P32	15	480	0,071	0,021	0,019	0,017
P318	25	240	0,044	0,017	0,026	0,014
P346	40	240	0,049	0,01	0,025	0,006

(ou prototype), il faut appliquer les relations de similitude reliant le modèle réduit au prototype via un facteur d'échelle (Tableau IV).

De plus, l'accélération centrifuge dépend de la distance entre le point considéré du massif et l'axe de la centrifugeuse et varie avec le carré de la vitesse de rotation angulaire. Cette dernière est asservie en agissant sélectivement sur l'embrayage ou le frein, le signal de mesure étant fourni par un codeur optique de 6 000 points (Corté et Garnier, 1984). Sur un palier de vitesse, la déviation maximale autorisée par rapport à la consigne est de $\pm 1\%$ sur une durée de 24 h.

TABEAU IV Relations de similitude.

Grandeur physique	Facteur d'échelle
Longueur, déplacement	$L^* = 1/n$
Accélération centrifuge et sismique	$g^* = n$
Contrainte, pression	$\sigma^* = 1$
Déformation	$\epsilon^* = 1$
Force	$G^* = 1/n^2$
Masse	$1/n^3$
Énergie	$1/n^3$
Temps (dynamique)	$T^* = 1/n$
Fréquence	$F^* = n$
Vitesse, célérité des ondes	$V^* = 1$

Par exemple, la force mesurée sur le modèle réduit est multipliée par n^2 pour le prototype, soit 1 600 (échelle du pieu 1/40).

8

Conclusion

Les incertitudes sur les mesures, lors d'essais sur des modèles réduits centrifugés de pieux, sont de deux types : soit l'incertitude est liée à l'étendue de mesure (cas des capteurs de force et de déplacement), soit elle est proportionnelle à la mesure (moment). Les calculs d'incertitude s'appuient sur deux hypothèses :

- la mesure suit une loi normale (ou de Gauss) ;
- l'incertitude sur une mesure est égale à l'écart-type.

Les incertitudes de chaque appareil nous confortent dans ces choix.

Le calcul des incertitudes sur le coefficient « b » de la fonction logarithmique montre que les incertitudes sur ce coefficient sont comprises entre 12 et 30 %, ce qui reste acceptable et doit permettre d'envisager une utilisation pratique des expressions proposées.

Cependant, on remarque qu'un grand nombre de points (cycles) engendre une meilleure précision sur l'interpolation, ce qui conforte le choix de la fonction logarithmique. Plus la courbe d'interpolation est précise, plus l'incertitude de mesure a d'effet sur l'incertitude concernant le coefficient « b ». Toutefois, il semble difficile de dissocier l'incertitude de mesure et l'approximation qui est due à l'interpolation.

Bibliographie

- Corté J.-F., Garnier J. – La centrifugeuse du LCPC. Présentation des installations. Rapport des laboratoires série géotechnique, GT5, 1984, 18 p.
- Garnier J. – Modèles réduits en mécanique des sols. Les modèles réduits en génie civil. *Colloque AUGC*, 1995, p. 21-44.
- NF E11-062 – *Comparateurs électroniques, Capteurs de « déplacement linéaire »*, Méthodes d'essai. AFNOR/CSTB, 1985, 12 p.
- NF ENV 13005 – *Guide pour l'expression des incertitudes de mesure*, 1999, 118 p.
- Rakotonindriana J., Le Kouby A., Thorel L., Mestad P. – Comportement d'un pieu isolé soumis à un chargement cyclique horizontal. *XVIIIth ICSMGE*, Alexandrie, 5-9 octobre 2009, Hamza, Shakhien, El-Mossallamy (eds). M : Upress, vol. 2, p. 1217-1220.
- Renaud D. – Modélisation physique de pieux sous charges latérales : problème d'interprétation et de validation. Comptes rendus du prix jeune chercheur 99. *2^e congrès universitaire de Génie civil*, AUGC, Poitiers, 6-7 mai 1999, p. 185-192.
- Rosquoët F. – *Pieux sous charge latérale cyclique*. Thèse de doctorat, École centrale et université de Nantes, 2004, -306 p.
- Rosquoët F., Thorel L., Garnier J., Canepa Y. – Horizontal cyclic loading of piles installed in sand. *Soils and Foundations*, vol. 47, n° 5, 2007, p. 821-832.
- Taylor J. – *An introduction to error analysis*, 1982, University Science Books. (*Incertitudes et analyse des erreurs dans les mesures physiques*. Dunod (trad. fr.), 2000, 316 p.
- Thorel L., Rauet G., Garnier J., Murillo C., Gaudicheau P., Néel A., Favraud C. – Mesures en macrogravité sur modèles réduits d'ouvrages géotechniques. *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées*, n° 272-273, spécial Métrologie, 2008, p. 93-131.
- Verdure L., Levacher D., Garnier J. – *Effet des cycles sur le comportement d'un pieu isolé dans un sable dense sous charge latérale*. *Revue Française de génie civil*, 2003, p. 1185-1210.

Concours de prévision du comportement d'un mur en Terre Armée en vraie grandeur

L. SOYEZ ^{1,2}

A. LE KOUBY ¹

¹ Université Paris-Est
Laboratoire central
des Ponts et Chaussées
58, boulevard Lefebvre
75732 Paris Cedex 15

² SNCF
direction de l'Ingénierie
6, avenue
François-Mitterrand
93574 La Plaine-
Saint-Denis Cedex
laurent.soyez@lcpc.fr
alain.lekouby@lcpc.fr

Résumé

La Société nationale des chemins de fer (SNCF) s'est associée au Laboratoire central des ponts et chaussées (LCPC) pour mener des recherches visant à mieux comprendre le comportement des ouvrages en Terre Armée sous sollicitations ferroviaires. Un des axes du programme de recherche est la modélisation de ce type d'ouvrage sous chargement statique afin d'en prévoir les déformations. Pour ce faire, un concours de prévision a été organisé, sous l'égide du Comité français de mécanique de sols (CFMS), dans le cadre des Journées nationales de géotechnique et géologie de l'ingénieur 2008 (JNGG'08). Cinq participants ont calculé « à l'aveugle » les efforts dans les armatures et les déplacements d'un soutènement expérimental, soumis à un chargement statique (charge de service). Les résultats des calculs ont été comparés aux mesures puis commentés sur la base de la séance de restitution qui a eu lieu lors des JNGG'08. Par la suite, trois participants ont mené des études complémentaires, notamment sur la modélisation de l'interface sol/armature dont le rôle devait être éclairci. Leurs résultats sont synthétisés ici. La conclusion revient sur le niveau de pertinence actuel des calculs prévisionnels pour ce type de chargement.

Mots-clés : concours de prévision, Terre Armée, modélisation numérique, interface sol/armature, charge de service.

Benchmark exercise of the full-scale reinforced earth wall behaviour

Abstract

The French National Railway Company (SNCF) is cooperating with Public Work Laboratory (LCPC) in order to get a better understanding of the behaviour of reinforced earth retaining wall for railway embankment. A part of this study is the modelling of that kind of works subjected to static loading in order to predict the deformations. A benchmark exercise was organised, under the care of the French Soil Mechanic Society (CFMS), during the JNGG'08. Five participants predicted the tensile forces in strip reinforcements and the displacements of an experimental structure subjected to a static loading (service load). Results were compared to measurements and discussed based on the talk during the parallel session. Then, three participants continue complementary studies, especially about the part of the soil/reinforcement interface. Results are summarised here. The conclusion deals with the actual ability to predict wall behaviour subjected to this kind of load.

Key words: reinforced earth, Benchmark exercise, numerical modelling, soil/reinforcement interface, service load.

NDLR : Les discussions sur
cet article sont acceptées
jusqu'au 01/06/2010.

Introduction

La méthode de justification du dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé par armatures inextensibles (AFNOR, 1998) est une méthode à la rupture et ne tient pas compte des déformations propres du soutènement. La circulation de trains implique une maîtrise des déformations de la voie ferrée, qui doit être de plus en plus précise avec l'augmentation des vitesses de circulation. Avant d'utiliser cette technique de renforcement, Réseau ferré de France et la Société nationale des chemins de fer, en association avec le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, souhaitent améliorer la prévision des déformations de ces ouvrages afin de pouvoir se prémunir lors du dimensionnement contre leurs effets néfastes éventuels.

La modélisation des ouvrages de soutènement en sol renforcé, que ce soit à l'aide de modèles discrets (Sellali-Haraigue, 1999) ou de modèles homogénéisés (Rosparis *et al.*, 2004), a permis de compléter avantageusement les expérimentations en vraie grandeur pour mieux comprendre le comportement de ce type d'ouvrage. Cet outil a aussi été utilisé pour la mise au point des règles de dimensionnement au séisme de la Terre Armée (Segrestin et Bastick, 1988). Parmi les nombreuses recherches menées, certaines furent l'occasion de confronter des modèles *a posteriori* à des expérimentations d'ouvrages soumis à des surcharges en tête, de type culée de ponts (Nagao *et al.*, 1988). En raison de l'élargissement des types de renforcement, la modélisation de l'interface sol/renforcement fait toujours l'objet de recherches (Abdelouhab *et al.*, 2007). Malgré tout, on commence à voir apparaître des simulations numériques qui permettent de prévoir les déplacements du parement liés à l'application d'une charge sur l'ensemble de la partie supérieure de l'ouvrage (Hatami et Bathurst, 2006). Profitant d'une expérimentation en vraie grandeur menée au Centre d'expérimentation routière de Rouen, un concours de prévision a été lancé, sous l'égide du Comité français de mécanique des sols (CFMS), dans le cadre des Journées nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur de Nantes en juin 2008. L'objectif principal de ce concours était de savoir si l'on est aujourd'hui capable d'anticiper le comportement, notamment en terme de déformation, d'un ouvrage en Terre Armée soumis à un chargement pouvant représenter un essieu de train.

Cet article a pour but de faire un bilan de ce concours. On commence par rappeler l'ensemble des données transmises aux participants. Les modèles n'ayant pas fait l'objet d'une publication spécifique de la part de leur(s) concepteur(s) sont présentés ici. Une synthèse des résultats fournis par les participants pour le concours et des calculs complémentaires qu'ils ont bien voulu mener permettra de préciser les enseignements à tirer de cet exercice.

Sujet du concours

Pour préparer leur modèle, les participants ont eu accès à certaines informations récapitulées ci-dessous, telles que la géométrie de l'ouvrage et la mise en œuvre. *A posteriori*, des essais d'extraction d'armatures ont été réalisés afin d'améliorer la modélisation de l'interface.

Géométrie de l'ouvrage

L'ouvrage a été construit dans une des fosses du CER de Rouen (Fig. 1). Celle-ci mesure environ 8 m de large au droit du parement et 30 m de long. Elle a été creusée sur 4,30 m de profondeur. Le bord de fosse est bétonné sur 1,5 m de haut, en dessous l'ouvrage est en contact avec le terrain naturel. Le sol support est considéré comme indéformable.

L'ouvrage est composé de deux structures : un soutènement en Terre Armée et un remblai technique (Fig. 2). Le plot expérimental occupe toute la largeur de la fosse. Des bastings et des géotextiles ont été disposés de manière à combler le jour entre les bords de la fosse et le parement. Ce dernier est constitué de cinq demi-écailles et de dix écailles entières mesurant 1,5 m de côté. Chacune d'elles est connectée à quatre armatures, du type HAR 45 x 5, qui font 3,5 m de long, 45 mm de large et 5 mm d'épaisseur. Les lits d'armatures sont numérotés de 1 à 5 en partant du haut. Le reste des dimensions de l'ouvrage est récapitulé sur la figure 2.

Chaque structure est surmontée d'une traverse mesurant 2,4 m de long, 0,30 m de large et 0,27 m de haut. Le grand côté est parallèle aux armatures et elles sont centrées dans la largeur de l'ouvrage (Fig. 3).

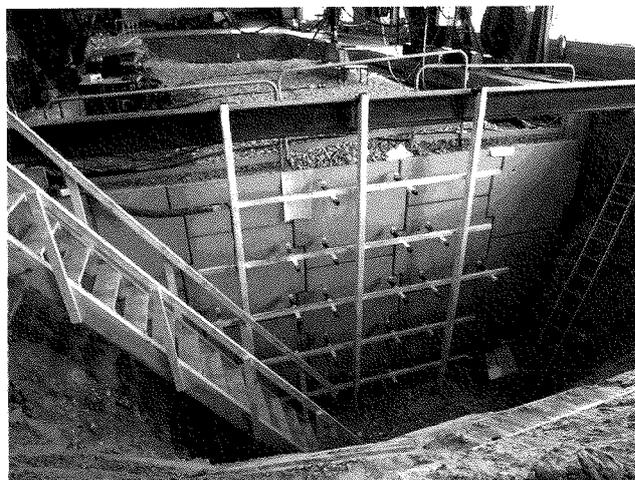


FIG. 1 Vue de la fosse du CER de Rouen et de l'ouvrage côté parement.

View of the CER test facility and the structure facing.

Phasage

Après décaissement de la fosse, le coulage de la semelle de fondation du parement a été effectué. Les structures « soutènement et remblai technique » ont été montées en dix couches, les neuf premières de 37,5 cm d'épaisseur et la dernière de 15 cm. Pour chaque couche, l'objectif de compactage était Q4. Enfin, on a réalisé une sous-couche de 30 cm, en une fois, avant la pose du ballast (30 cm).

Le chargement a été appliqué en trois paliers : 30 ; 60 ; 90 kN. C'est d'abord la structure Terre Armée qui a été sollicitée puis le remblai technique.

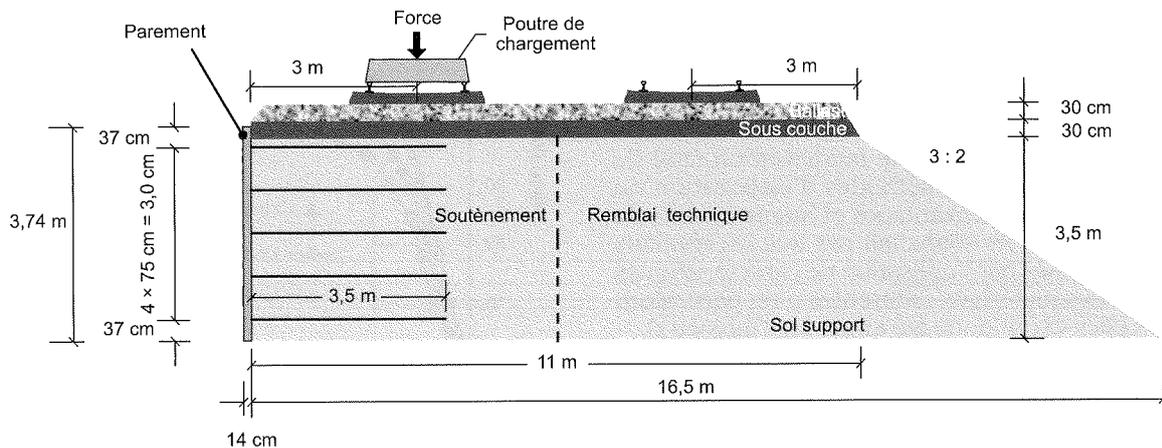


FIG. 2 Coupe longitudinale du plot expérimental (d'après Froumentin *et al.*, 2008).
Longitudinal section of the structure (according to Froumentin *et al.*, 2008).



FIG. 3 Traverse en place et dispositif de chargement.
Sleeper and loading system.

2.3

Instrumentation

Seuls sont cités ici les capteurs ayant une utilité pour le concours. Une description plus complète est donnée dans Soyez *et al.* (2009). Des jauges de déformation ont été collées sur certaines armatures attachées aux écaïles situées dans l'axe de la charge. Les jauges ont été disposées de la manière suivante :

- sur l'ensemble des armatures, un point de mesure près du parement, un point au niveau du maximum théorique des contraintes dans un ouvrage soumis à son poids propre, un point à l'extrémité « libre » ;
- sur les armatures des lits 2 et 3, on a ajouté deux points de part et d'autre du maximum.

Les déplacements des écaïles ont été mesurés au moyen de capteurs avec contact fixés sur un treillis soudé (Fig. 1). L'objectif de l'étude étant d'étudier le comportement propre du massif en sol renforcé, il fallait mesurer les déplacements verticaux en tête du mur, c'est-à-dire sous la sous-couche. Le CER a développé un procédé original pour mesurer des déplacements à l'intérieur d'un massif de sol. Lors de la mise en œuvre, une fois arrivé au niveau dont on souhaite suivre les

déplacements, un forage tubé à l'avancement est réalisé avec un pénétromètre jusqu'au substratum. Une tige métallique y est introduite puis scellée dans le fond du trou. En tête, elle est solidarisée avec un capteur LVDT qui va suivre les déplacements d'une plaque métallique posée à même le sol (Fig. 4). Ensuite, on peut mettre en œuvre la sous-couche et le ballast.

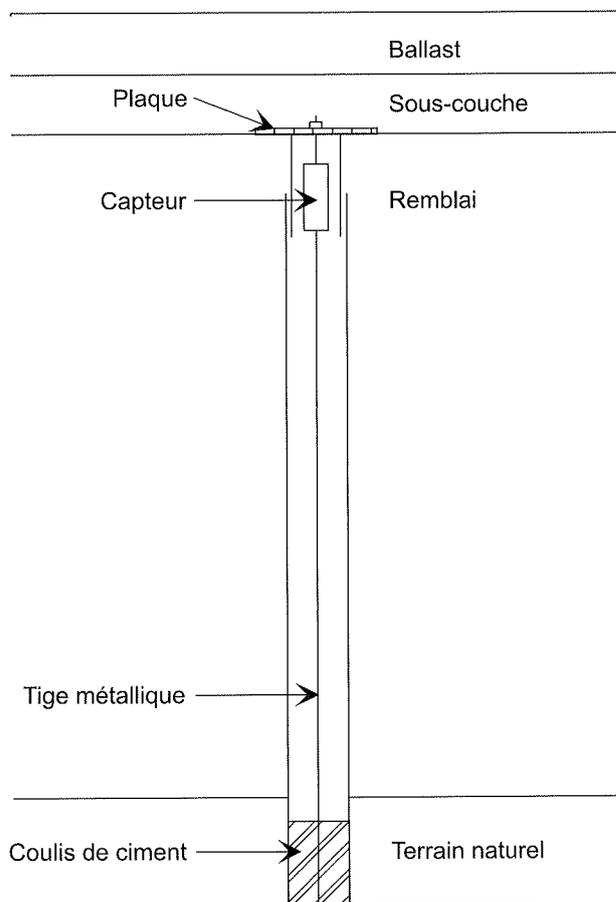


FIG. 4 Schéma du système de mesure des déplacements verticaux dans l'ouvrage (d'après Froumentin *et al.*, 2008).
Schema of the measurement system of vertical displacement in the structure (according to Froumentin *et al.*, 2008).

Caractéristiques des matériaux et des interfaces

L'objectif de cet exercice de modélisation était de comparer les différentes méthodes d'élaboration du modèle pour cerner les avantages et inconvénients de chacune d'elles. On ne souhaitait pas que les résultats soient conditionnés par l'utilisation de caractéristiques mécaniques des matériaux différentes d'un participant à l'autre. Celles-ci ont donc été imposées (Tableau I).

Pour le ballast et la sous-couche, elles sont tirées de la littérature (NGI, 2005). Celles du béton et des armatures sont des valeurs « classiques ». Pour le joint, il fallait marquer une différence de rigidité importante avec celles des écailles. Enfin, le matériau de remblai a fait l'objet d'essais de caractérisation et d'essais *in situ*. C'est une grave argileuse provenant de la carrière de Criquebeuf qui a été criblée avec une grille de 40 mm. Pour ce type de matériau, les essais de caractérisation sont très dépendants du protocole d'essai (Reiffsteck *et al.*, 2005), les résultats sont donc à prendre avec précaution.

Les choix des paramètres d'interface sol/écaille et sol/armature étaient laissés libres aux participants. Néanmoins, après les JNGG'08, trois essais d'extraction d'armature ont été menés pour permettre aux modélisateurs qui le souhaitaient de caler leurs paramètres d'interface sur ces mesures. Elles ont été transmises sous la forme d'un graphique qui présente, pour les trois lits testés, la force d'extraction appliquée en fonction du déplacement mesuré au niveau de l'attache de l'armature (Fig. 5).

Calculs demandés

L'exercice consistait à prévoir l'augmentation, entre la fin de la construction du massif et chaque palier de chargement (30, 60 et 90 kN) :

- des tractions le long des armatures en fonction du lit auquel elles appartiennent ;
- des déplacements horizontaux du parement ;
- des tassements des deux structures à l'interface remblai - sous-couche, à l'aplomb des rails (la distance entre les axes des rails d'une voie est de 151 cm).

Modèles présentés

Cinq équipes ont participé à ce concours de prévision. Deux d'entre elles ont utilisé des modèles 2D :

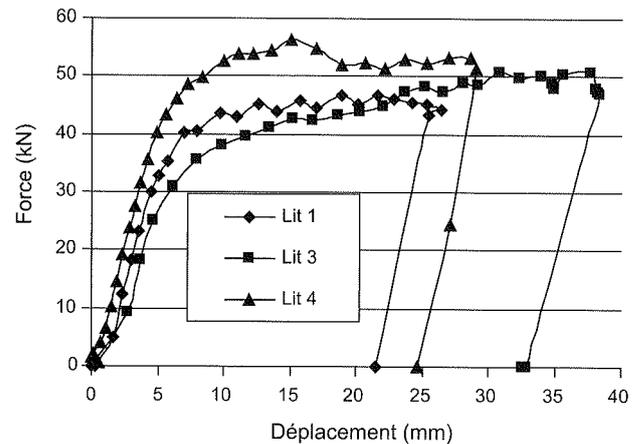


FIG. 5 Courbes force/déplacement pour les trois lits d'armatures testés.

Force/displacement curves for the three tested strips.

Terre Armée France avec le logiciel PLAXIS et Terre Armée International avec FLAC 2D. Les trois autres ont construit des modèles 3D et présenté leurs travaux au travers de publications. La société Egis Géotechnique (Breugnot et Boutonnier, 2009) et l'INSA de Lyon (Dias et Adbelouhab, 2009) se sont servis de FLAC 3D. Le LCPC a utilisé le logiciel CESAR-LCPC pour faire un modèle discret 2D, dont les résultats n'ont pas été présentés lors de la séance de restitution, et un modèle 3D homogénéisé (Soyez et Bourgeois, 2009). On revient ici sur les deux modèles proposés par le groupe Terre Armée.

Modèle Terre Armée France

Dans le cas du modèle réalisé avec PLAXIS, les valeurs des caractéristiques mécaniques des différents matériaux imposées ont été respectées. La seule exception concerne les armatures qui ont été considérées comme des nappes. Le module d'Young du matériau a été évalué à partir de celui des armatures réelles et du matériau de remblai, ce qui donne environ 63 MPa. Les éléments d'interface ont été définis de manière à limiter le frottement mobilisable à la tangente de l'angle de frottement du sol. L'ouvrage a été simulé en phases successives, sans prise en compte du compactage.

Pour représenter la diffusion dans la troisième dimension lors de l'application du chargement, celui-ci a d'abord été simulé sur un ouvrage en terre constitué par la même succession de couches. Les incréments de

TABLEAU I Caractéristiques des différents matériaux.
Mechanical properties of the materials.

	γ (kN/m ³)	E (MPa)	ν	c (kPa)	ϕ (degrés)
Ballast	17	150	0,2	-	-
Sous-couche	23,3	90	0,3	10	36
Remblai	20,8	50	0,3	10	36
Béton	25	$2,5 \times 10^4$	0,2	-	-
Armatures	78	$2,1 \times 10^5$	0,28	-	-
Joint	2,5	1	-	-	-

contrainte verticale dans le sol aux profondeurs correspondant aux différents lits d'armatures et à l'interface sous-couche/remblai en ont été déduits. Ceux-ci ont ensuite été moyennés. Ces valeurs de contraintes ont été utilisées dans six calculs indépendants pour déterminer le déplacement vertical de l'interface et les cinq profils de variation de traction dans les renforcements ainsi que les déplacements du parement aux hauteurs correspondantes (Fig. 6).

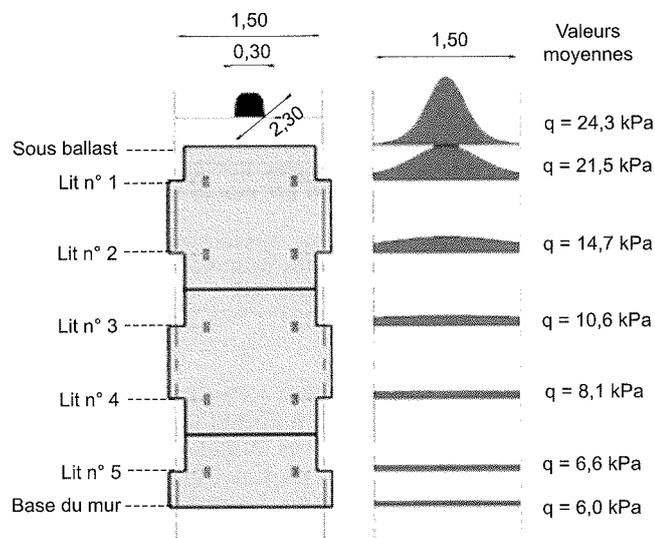


FIG. 6 Détermination de la contrainte verticale à appliquer en fonction du lit pour lequel on veut déterminer les incréments de traction (source Terre Armée France).
Determination of the vertical stress to apply depending on the strip level the increase of tensile forces to be computed.

3.2

Modèle Terre Armée international

La version 5.0 du logiciel FLAC 2D a été utilisée. Le sol support, ayant les mêmes caractéristiques mécaniques que la sous-couche, ainsi qu'une semelle de fondation, ont été pris en compte dans le modèle. Le comportement du matériau de remblai, de la sous-couche et du ballast est décrit par une loi de comportement de type Mohr-Coulomb, avec une dilatance nulle pour les deux derniers. L'angle de dilatance du matériau de remblai a été ramené à 4 degrés. Pour le parement, des éléments poutres (*beam*) ont été utilisés et les paramètres ont été adaptés en conséquence. Il a été encasté dans la semelle de fondation et deux articulations simulent les joints.

Le logiciel dispose d'éléments spécifiques pour la modélisation des renforcements. Le tableau II donne les différents paramètres ainsi que les valeurs retenues.

TABEAU II Valeurs des paramètres retenues pour les éléments de renforcement.
Retained values of reinforcement properties.

Largeur de calcul (m)	Nombre d'armatures	Aire (m ²)	Module d'Young (kPa)	Résistance à la traction et compression (kN)	Déformation à la rupture (%)	Frottement initial	Frottement minimal	Pression de confinement (kPa)
3	4	0,004 x 0,05	2,1.10 ⁸	32	12	1,5	0,65	120

Les valeurs considérées pour les paramètres de l'interface sont : 10⁶ kPa pour la raideur normale et pour la raideur de cisaillement et 24 degrés pour l'angle de frottement. Enfin, la diffusion du chargement parallèlement au parement a été prise en compte de la même manière que celle retenue par Terre Armée France.

4

Présentation des résultats

Les résultats ont été séparés en deux parties. La première concerne les calculs prévisionnels réalisés par les participants. La deuxième partie est consacrée à l'amélioration des modèles à l'aide, entre autres, du calage des paramètres d'interface sur les résultats des essais d'extraction.

4.1

Résultats des calculs prévisionnels

Bien que celles-ci n'aient pas été demandées, quatre participants ont donné les tractions dans les armatures en fin de construction. On remarque une tendance forte à la sous-estimation de celles-ci (Fig. 7), probablement liée à la difficulté de prendre en compte le compactage. Néanmoins, on a au maximum un facteur légèrement supérieur à 2 entre les mesures et les calculs, ce qui signifie que l'ordre de grandeur des valeurs calculées est correct.

Par contre, les résultats des calculs de l'incrément de traction dans le lit 3 provoqué par l'application de la charge de 90 kN diffèrent nettement, jusqu'à un facteur 9 (Fig. 8). L'allure des courbes est très différente d'un participant à l'autre. Il semble que l'augmenta-

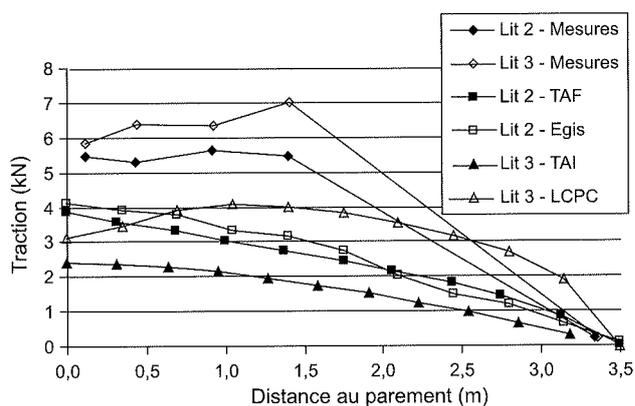


FIG. 7 Tractions mesurées et calculées en fin de construction dans les armatures des lits 2 et 3.
Tensile forces measured and computed in the strip levels 2 and 3.

tion maximale soit dans la partie de l'armature qui n'a pas été instrumentée. On peut raisonnablement penser qu'elle est de l'ordre de 0,2 kN. Trois participants ont trouvé des valeurs comparables et deux les surestiment assez largement. Cette tendance se retrouve pour les autres lits. Alors que tous les participants avaient calculé des tractions en fin de construction inférieures aux valeurs mesurées, presque tous ont obtenu des augmentations de traction supérieures aux mesures.

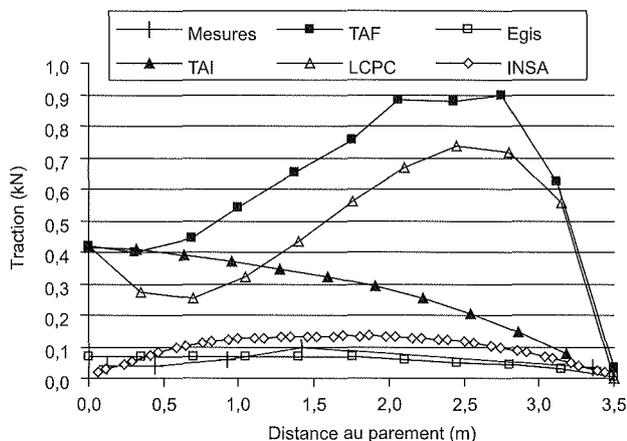


FIG. 8 Variations de traction mesurées et calculées dans le lit 3 provoquées par l'application de la charge de 90 kN sur la structure Terre Armée.

The increase of tensile forces due to the 90 kN loading on Reinforced Earth structure measured and computed.

Bien que les modules d'Young des différents matériaux aient été fixés, les déplacements verticaux calculés de l'interface sous-couche/remblai varient d'un facteur 4 (Fig. 9). Les déplacements calculés les plus faibles sont environ cinq fois plus importants que les mesures. Les deux modélisateurs (Egis et LCPC) qui trouvent les déplacements verticaux les plus faibles sont aussi ceux qui obtiennent les déplacements du parement les moins grands, environ 5 fois plus élevés que les mesures (Fig. 10). Cependant, l'augmentation de traction maximale dans le lit 3 calculée par Egis est environ 7 fois plus petite que celle calculée par le LCPC.

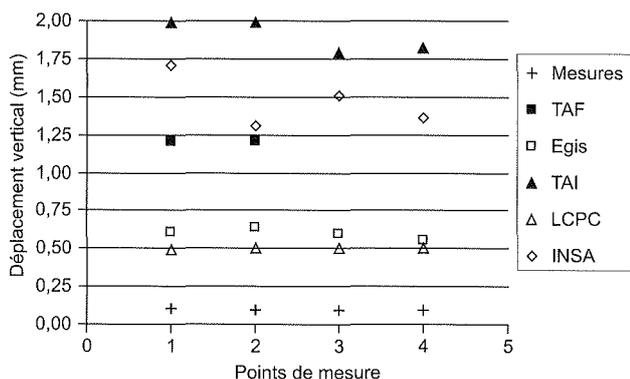


FIG. 9 Déplacements verticaux de l'interface sous-couche/remblai mesurés et calculés aux quatre points demandés.

Vertical displacements of the backfill/sub-ballast interface at four points of measurement.

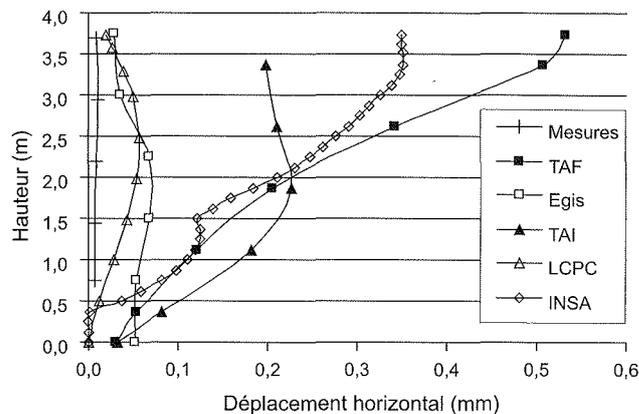


FIG. 10 Déplacements horizontaux du parement calculés et mesurés liés à l'application de la charge de 90 kN sur la structure Terre Armée.

Facing horizontal displacements due to the 90 kN loading on the Reinforced Earth structure measured and computed.

La discussion, qui a eu lieu lors de la séance des JNCG'08 dédiée à l'exercice, a abouti aux conclusions suivantes. Les mesures sont très faibles, notamment en termes de déplacements, et globalement 10 fois plus petites que ce qui était attendu. La précision des capteurs est suffisante pour ne pas remettre en cause les mesures. D'une manière générale, l'ouvrage est très peu sollicité par le chargement de 90 kN et son comportement doit probablement être élastique, ce qui mériterait d'être vérifié par les modélisateurs. On pourrait aussi tenir compte de la non-linéarité du comportement élastique des sols dans le domaine des petites déformations et prendre un module plus élevé.

L'utilisation des modèles 2D, si elle est associée à une méthode représentant la diffusion dans la troisième dimension, permet d'obtenir des résultats satisfaisants. Par contre, comme elle nécessite plusieurs calculs pour fournir les résultats aux différentes profondeurs, elle ne permet pas d'observer correctement le comportement de l'ouvrage lors de l'application d'une charge.

Enfin, la principale difficulté de la modélisation de ce type d'ouvrage réside dans l'interface sol/armature. L'influence des paramètres de comportement de l'interface est importante sur la réponse de l'ouvrage. Il serait intéressant de caler ces paramètres à partir des essais d'extraction et d'estimer l'amélioration que cela apporte.

4.2

Résultats des calculs *a posteriori*

Deux participants ayant utilisé des modèles 3D ont bien voulu compléter le dépouillement de leurs calculs et ils confirment que très peu de plasticité s'est développée dans le sol. Elle est localisée près du parement et en pied de talus. Le chargement n'amène pas de manière significative de plasticité supplémentaire. Concernant les interfaces sol/armatures, si l'on garde les hypothèses conservatrices pour les valeurs des paramètres, c'est-à-dire qu'on ne tient pas compte de la dilatance empêchée, on n'observe que l'interface du lit 1 plastifie lors du chargement (Breugnot et Boutonnier, 2009).

Devant cette constatation, des calculs ont été réalisés, essentiellement avec le modèle 2D discret du LCPC (temps de calcul réduits), pour étudier l'influence des valeurs des caractéristiques mécaniques du matériau de remblai sur la réponse du mur, notamment une augmentation du module d'Young. Celle-ci conduit à diminuer la sensibilité du mur à l'application de la surcharge, tant en termes de déplacements que de tractions dans les armatures. Par contre, ces tractions en fin de construction, qui étaient déjà plus faibles que les mesures, diminuent dans les mêmes proportions. Pour les maintenir constantes, on a été amené à modifier une autre caractéristique mécanique du sol, par exemple le coefficient de Poisson ou la cohésion. L'influence sur les déplacements verticaux de l'interface est faible ; en revanche, le bénéfice obtenu en terme de déplacements du parement lors de l'augmentation du module d'Young est alors perdu. Il ne suffit donc pas simplement d'augmenter ce module pour caler les modèles.

Les résultats des essais d'extraction ont ensuite été fournis aux participants pour affiner leur modélisation de l'interface sol/armature. Les trois approches utilisées pour caler les paramètres d'interface sont différentes, alors que deux participants utilisent la même modélisation pour l'interface.

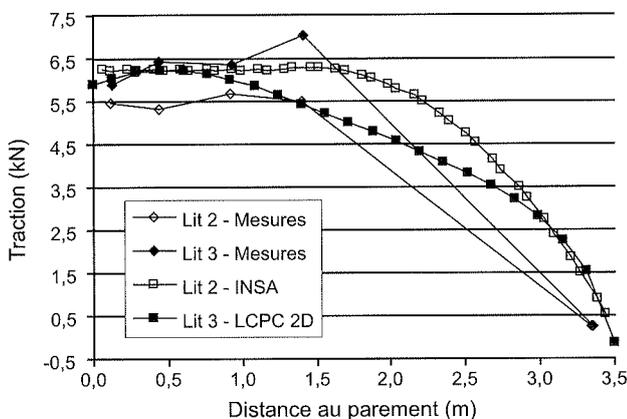


FIG. 11 Tractions calculées en fin de construction dans les lits 2 et 3 après détermination des paramètres de l'interface à partir des essais d'extraction.

Tensile forces in the strip levels 2 and 3 at the end of construction taking into account the final values of interface properties based on pull out tests.

La détermination des valeurs des paramètres de l'interface améliore le calcul des tractions dans les armatures en fin de construction. Les valeurs initialement prises, qui sont conservatrices, sous-estimaient le frottement sol/armature et la raideur de l'interface. Par ailleurs, la prise en compte des effets du compactage permet de recalculer encore plus précisément les résultats numériques sur les mesures (Breugnot et Boutonnier, 2009).

Les augmentations de traction ne sont pas sensiblement améliorées (Soyez et Bourgeois, 2009). Il en va de même pour les déplacements du parement liés à l'application de la charge qui restent à des niveaux bien plus élevés que dans la réalité (Dias et Abdelouhab,

2009). Même à ce stade, augmenter de manière significative le module d'Young du sol ne permet toujours pas de caler le modèle en termes de déplacements du parement (Soyez et Bourgeois, 2009).

Une fois les paramètres d'interface calés, dans le cas des modèles 2D, la prise en compte de la diffusion parallèle au parement permet d'obtenir une estimation satisfaisante des variations de traction (Soyez et Bourgeois, 2009). Elle donne aussi une estimation des déplacements du parement qui est du même ordre de grandeur que ceux obtenus avec les modèles 3D. Bien que TAI n'ait pas calé les paramètres d'interface, leur modèle 2D montrait que les incréments de traction dans les armatures étaient faibles par rapport aux tractions en fin de construction, 15 % au maximum si l'on excepte le lit 1. De plus, en comparaison des deux modèles FLAC 3D, les déplacements du parement n'étaient pas aberrants.

En 2009, dans le cadre du programme de recherche LCPC-SNCF, un chargement de 850 kN de l'ouvrage de soutènement a été entrepris pour sortir du domaine des petites déformations. Il est intéressant de constater que la modélisation de ce chargement, avec les modèles d'interface sol/armature recalés, donne des résultats proches des mesures. Ceci est valable bien pour les incréments de traction dans les armatures (Fig. 12) que pour les déplacements horizontaux du parement (Fig. 13). Les biais que l'on observe pour le faible chargement de 90 kN s'atténuent pour 850 kN. Une des explications possibles est que l'impact du compactage sur la réponse de l'ouvrage est prépondérant par rapport à celui lié à l'application d'une faible charge. Par contre, cet impact se réduit au fur et à mesure que le niveau de chargement augmente.

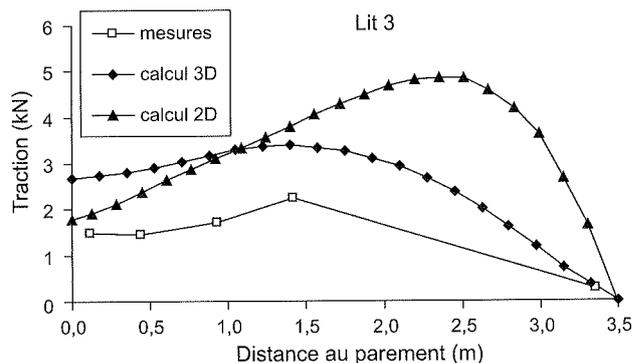


FIG. 12 Variations de tractions liées à l'application de la charge de 850 kN mesurées et calculées dans le lit 3 avec les modèles LCPC 2D discret et 3D multiphasique (Soyez et Bourgeois, 2009).

The increase of tensile forces due to the 850 kN loading measured and computed for 2D discrete and 3D multiphased models in the strip levels 1 and 2 (Soyez and Bourgeois, 2009).

5

Conclusion

Ce concours de prévisions a permis de confronter plusieurs modèles numériques d'ouvrages en Terre Armée, 2D et 3D, discrets et homogénéisés, réalisés avec les logiciels CESAR-LCPC, FLAC et PLAXIS. L'objectif était d'évaluer la capacité de la communauté géo-

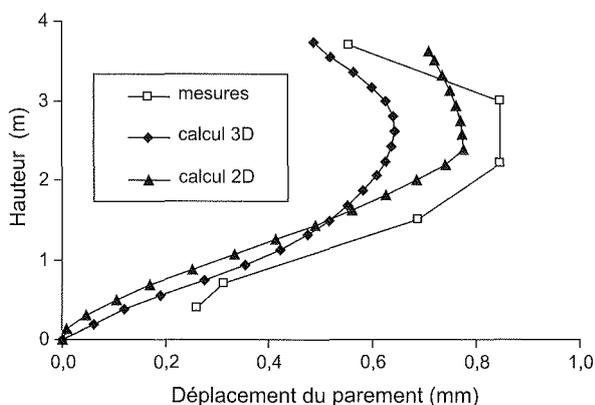


FIG. 13 Déplacements horizontaux du parement liés à l'application de la charge de 850 kN mesurés et calculés avec les modèles 2D LCPC discret et 3D multiphasique (Soyez et Bourgeois, 2009).

Facing horizontal displacements due to the 850 kN loading measured and computed for 2D discrete and 3D multiphased models in the strip levels 1 and 2 (Soyez and Bourgeois, 2009).

technique à faire une modélisation prévisionnelle du comportement de l'ouvrage, notamment de prévoir ses déplacements de manière fiable, lors de l'application d'une surcharge correspondant à la moitié de la charge d'un essieu de train.

On constate que, pour l'ensemble des participants, les résultats des calculs s'accordent assez bien avec les mesures de traction dans les armatures réalisées à la fin de la construction du soutènement. Par contre, la prévision des incréments de traction dans les différents lits liés à l'application de la charge n'est pas satisfaisante avec tous les modèles. Concernant les

déplacements horizontaux du parement et verticaux de l'interface, les résultats les plus proches sont 5 fois plus élevés que les mesures, ce qui n'est pas satisfaisant non plus.

Le calage des paramètres sur les résultats des essais d'extraction est positif sur le calcul des tractions dans les armatures. Il permet d'améliorer sensiblement les calculs en fin de construction et de conserver des calculs d'incrémentés corrects. Néanmoins, à ce stade des connaissances, ce n'est pas suffisant pour ramener les déplacements calculés au bon ordre de grandeur. Jouer sur les valeurs des caractéristiques mécaniques du matériau de remblai, notamment le module d'Young, n'est pas non plus une solution en soi. On peut envisager deux pistes d'amélioration qui sont l'utilisation de modèles d'interface sol/armature plus complexes et surtout une meilleure prise en compte du compactage du remblai.

En effet, la charge reprise par l'essieu d'un TGV représente, en statique, une faible sollicitation de l'ouvrage en comparaison de ce qu'il a subi lors de sa mise en œuvre. Si le modèle numérique ne tient pas compte du compactage, il est normal qu'il surestime l'impact du chargement sur l'ouvrage. Toutefois, pour des surcharges dix fois plus élevées, les modèles donnent des résultats prévisionnels nettement plus satisfaisants, à condition que l'interface soit correctement modélisée.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient Éric Lucas et Jeremy Plancq (TAF), Yassine Bennani et Nicolas Freitag (TAI), Daniel Dias et Abdelkader Abdelouhab (INSA, Lyon), Antonin Breugnot et Luc Boutonnier (Egis Géotechnique) et Emmanuel Bourgeois (LCPC) d'avoir bien voulu participer à ce concours. Les remerciements vont également aux organisateurs des JNGG'08 et au CFMS pour l'aide apportée à cet exercice. Enfin, nous remercions le groupe Terre Armée pour le prêt d'une partie du matériel d'extraction d'armature. Les auteurs tiennent enfin à remercier RFF et l'ANRT pour leur soutien financier important dans le cadre de ce projet de recherche.

- Abdelouhab A., Dias D., Bouredeau Y., Freitag N. – Soil/reinforcement interface characterization using three-dimensional physical modelling. *The 5th International Symposium on Earth Reinforcement*, Fukuoka, Japan, 2007, p. 317-320.
- AFNOR – NF P 94-220-0, Renforcement des sols. Ouvrages en sols rapportés renforcés par armatures ou nappes peu extensibles, 1998.
- Breugnot A., Boutonnier L. – Modélisation continue tridimensionnelle du comportement mécanique d'un mur en Terre Armée. *Revue française de géotechnique*, n° 129, 2009.
- Dias D., Abdelouhab A. – Modélisation numérique tridimensionnelle de murs en Terre Armée. Confrontation à une modélisation physique en vraie grandeur. *Revue française de géotechnique*, n° 129, 2009.
- Froumentin M., Hosseingholian M., Mercadier D., Charles I. – Comportement des ouvrages sous charge ferroviaire. Application au cas des ouvrages de soutènement en sol renforcé et en remblai, V2.0, Rapport interne, CETE N-C/CER, 2008.
- Hatami K., Bathurst R.J. – Numerical Model for Reinforced Soil Segmental Walls under Surcharge Loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE vol. 132, n° 6, 2006, p. 673-684.
- Nagao A., Kitamura T., Mizutani J. – Field experiment on reinforced earth and its evaluation using FEM analysis. *International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement*, Fukuoka, Japon, 1988, p. 329-334.
- Norges Geotekniske Institutt (NGI) – Sustained Performance of Railway Track (SUPERTRACK). Final Report, Norway (www.supertrack.no), 2005.
- Reiffsteck P., Arbaut J., Sagnard N., Khay M., Subrin D., Chapeau C., Levaucher D. – Mesures en laboratoire du comportement mécanique des sols hétérogènes. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 268-269, 2007, p. 1-23.
- Rospars C., Bourgeois E., de Buhan P., Humbert P. – Modélisation numérique de la construction d'un mur expérimental en Terre Armée à Bourron Marlotte à l'aide d'un modèle homogénéisé. *Colloque international de géotechnique*, Beyrouth, 2004, p. 275-280.
- Segrestin P., Bastick M.J. – Seismic design of Reinforced Earth retaining walls. The contribution of finite element analysis. *International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement*, Fukuoka, Japon, 1988, p. 577-582.
- Sellali-Haraigue N. – *Modélisation des contacts dans le calcul tridimensionnel des ouvrages géotechniques*. Thèse de doctorat de l'École nationale des ponts et chaussées, 1999.
- Soyez L., Bourgeois E. – Étude du comportement d'un mur en Terre Armée : rôle de l'interface sol/armature dans la modélisation. *Revue française de géotechnique*, n° 129, 2009.
- Soyez L., Le Kouby A., Mestat P., Hosseingholian M., Champion G. – Comportement d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé soumis à des sollicitations de type ferroviaire. *The 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Alexandrie, Égypte, octobre 2009.

Étude du comportement d'un mur en Terre Armée : rôle de l'interface sol/armature dans la modélisation

L. SOYEZ ^{1,2}

E. BOURGEOIS ¹

¹ Université Paris-Est
Laboratoire central
des Ponts et Chaussées
58, boulevard Lefebvre
75732 Paris Cedex 15

² SNCF
Direction de l'Ingénierie
6, avenue
François-Mitterrand
93574 La Plaine-
Saint-Denis Cedex
laurent.soyez@lcpc.fr
emmanuel.bourgeois@lcpc.fr

Résumé

Le LCPC a organisé et participé à un concours de prévision du comportement d'un ouvrage en Terre Armée dans le cadre des Journées nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur en 2008. On présente deux modélisations numériques par éléments finis effectuées par le LCPC pour répondre à ce concours : la première a été réalisée à partir de motifs prédéfinis et la deuxième utilise un modèle homogénéisé. Dans un premier temps, on compare les résultats des calculs effectués avant les mesures, entre eux et avec les données expérimentales. On a ensuite cherché, pour les deux modélisations, à estimer l'influence des caractéristiques mécaniques du sol et de l'interface sur le comportement de l'ouvrage. On a également essayé de recalculer *a posteriori* différents paramètres sur la base des mesures, notamment sur la base d'essais d'extraction d'armatures dans l'ouvrage expérimental. Une fois parvenu à un calage jugé satisfaisant, on a utilisé les modèles pour simuler la réponse du mur à un nouveau chargement statique vertical plus élevé que celui appliqué pour le concours.

Mots-clés : Terre Armée, modélisation numérique, interaction sol/armature, modèle homogénéisé, mesures expérimentales.

Study of the behaviour of a Reinforced Earth wall: influence of the soil/reinforcement interface in modelling

Abstract

The results of a benchmark exercise concerning the behaviour of a Reinforced Earth wall were presented during the JNGG'08. This paper gives more details about two numerical models proposed by the French Public Works Research Laboratory (LCPC): the first one uses predefined patterns and the second one resorts to a homogenized model. First, predictions of both models are compared to experimental measurements. Then, the influence of geotechnical properties of soil and soil/reinforcement on the behaviour of the retaining wall is discussed, and new sets of values of the mechanical properties have been chosen in order to get a better agreement between simulations and measurements. Pullout tests have been carried out to improve the interface simulation. After that, both models were used to predict the response of the Reinforced Earth wall subjected to a larger loading. Numerical results are compared to experimental measurements.

Key words: reinforced earth, numerical modelling, soil/reinforcement interaction, homogenized model, experimental measurements.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 01/06/2010.

Introduction

Le LCPC et la SNCF ont lancé une collaboration portant sur l'utilisation de murs en Terre Armée pour des ouvrages ferroviaires, articulée autour du travail de thèse de Laurent Soyez. Un mur expérimental de 8 m de long et 3,5 m de haut a été construit au Centre d'expérimentation routière de Rouen (CER). Les armatures ont été équipées de jauges de contraintes, et le mur a été soumis à des chargements statiques et dynamiques. Un grand nombre de cycles ont été effectués, de manière à étudier le comportement à long terme du mur.

Dans un premier temps, on s'est intéressé aux déplacements du mur et aux contraintes dans les armatures lors d'un chargement statique. Cette étude a fait l'objet d'un concours de prévision dont les résultats ont été présentés lors des Journées nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur à Nantes en juin 2008.

Les données du problème et les chargements sont récapitulés dans Soyez et Le Kouby (2009).

Le LCPC a proposé plusieurs réponses reposant sur des simulations numériques par éléments finis, avec le logiciel CESAR-LCPC :

- une modélisation bidimensionnelle en déformation plane, dans laquelle les armatures des cinq lits du mur sont discrétisées par des éléments de massif ;
- des modélisations bidimensionnelles et tridimensionnelles reposant sur l'utilisation de modèles homogénéisés.

On présente tout d'abord les résultats des calculs prévisionnels effectués avec ces deux approches pour le concours de prévision, puis les résultats des tentatives de recalage des modèles faites après avoir eu connaissance des mesures effectuées sur le mur.

A partir de ces calages, on comparera les prévisions des modèles avec de nouvelles mesures réalisées en soumettant le mur à un chargement plus important que le précédent.

Modélisation mécanique des murs en Terre Armée

La méthode des éléments finis n'est pas utilisée comme outil de dimensionnement courant pour les murs en Terre Armée. Cependant, cette méthode, souple et polyvalente, permet d'analyser une grande variété d'ouvrages pouvant présenter une géométrie complexe, en tenant compte des propriétés mécaniques des différents matériaux et de phénomènes variés. De très nombreux ouvrages de géotechnique sont calculés sous l'hypothèse des déformations planes : c'est le cas des remblais, des murs de soutènement, et aussi d'ouvrages dont la géométrie réelle à la fin ou au cours de la construction ne respecte pas cette hypothèse (on peut penser par exemple aux ouvrages dont la construction implique un phasage complexe comme les tunnels, ou les parois moulées).

Dans le cas des murs en Terre Armée, la disposition des armatures dans le sol rend la structure étudiée nettement tridimensionnelle. Néanmoins, il reste cou-

rant de procéder à des analyses en déformation plane (Bastick, 1987 ; Rospars *et al.*, 2004 par exemple), les modélisations tridimensionnelles restant rares à cause de la lourdeur de la mise en œuvre d'un calcul dans lequel on discrétise chaque armature (Sellali-Haraique, 1999). Dans le cas particulier du mur expérimental construit au CER, la nature du chargement appliqué à une traverse renforce le caractère tridimensionnel du problème.

Pour le concours de prévisions, le LCPC a effectué des simulations de deux types :

- des calculs en déformations planes, avec une discrétisation des armatures de chaque lit ;
- des calculs en conditions bidimensionnelle et tridimensionnelle, avec une représentation du sol renforcé par un modèle homogénéisé développé à l'ENPC et implanté dans une version recherche de CESAR-LCPC.

Modèles discrets

La modélisation des murs en Terre Armée pose différents problèmes bien spécifiques liés au fonctionnement des différentes parties de l'ouvrage et à son mode de construction. On présente ici les principaux choix de modélisation retenus.

Les écailles qui constituent le parement ne sont pas mécaniquement solidaires : elles ne constituent pas une coque continue susceptible de reprendre des efforts de flexion significatifs. On peut prendre en compte au moins partiellement (dans la direction verticale) cette caractéristique en introduisant dans le maillage un « joint » entre les écailles, auquel on attribue des paramètres élastiques réduits : le parement se comporte alors comme une succession de panneaux articulés entre eux par une liaison qui ressemble à une rotule. Les joints réels placés entre les écailles sont discontinus et mesurent quelques millimètres : pour des raisons pratiques de construction du maillage, les éléments finis qui les représentent ont une épaisseur fictive largement supérieure.

Le sol est considéré comme un milieu continu élastique - parfaitement plastique et son comportement est représenté par le modèle de Mohr-Coulomb. On a préféré un modèle simple : la mise en œuvre de modèles de comportements complexes donne souvent un sentiment trompeur de sophistication, alors que certains paramètres importants, comme la saturation du sol, sont mal connus, variables dans le temps, et peuvent avoir une influence plus significative que le raffinement apporté par une surface de charge ou une loi d'écroûissage complexes.

Le principe de fonctionnement des murs en Terre Armée repose sur le fait que le sol, en se déformant, transmet, par frottement, un effort longitudinal aux armatures. Une technique possible consiste à utiliser les « motifs prédéfinis » disponibles dans le préprocesseur MAX2D de CESAR-LCPC. Ces motifs comportent des éléments de massif (quadratiques), représentant les écailles, le sol, les armatures, et le joint entre écailles. Les armatures sont simulées par des éléments de faible épaisseur, et le contact avec le sol est décrit au moyen d'éléments de « contact » sans épaisseur (Richer, 1985), permettant de contrôler le frottement maximum entre le sol et l'interface. Deux couches d'éléments de contact

sont nécessaires, une au-dessus et une au-dessous de l'armature.

Si les éléments d'interface ont un comportement de type Mohr-Coulomb, la contrainte normale sur les armatures contrôle le frottement maximal qui s'exerce sur l'armature : il est donc important que la contrainte verticale soit bien calculée. Or, lorsque des déformations plastiques importantes se produisent, une dilatance plastique significative peut augmenter le frottement entre le sol et les armatures. Ce phénomène de « dilatance empêchée » est pris en compte dans les méthodes de dimensionnement classiques des murs en Terre Armée (NF P 94-220-0), mais peut s'avérer difficile à maîtriser dans les calculs.

Par ailleurs, la technique consistant à associer à chaque lit d'armatures deux couches d'éléments de contact présente un inconvénient important : la plaque équivalente tend à séparer le sol en deux compartiments qui « glissent » l'un sur l'autre. La cinématique calculée est alors discontinue de part et d'autre de la plaque, alors que le déplacement du sol dans le mur réel est continu. Cette difficulté est surmontée ici en ajoutant des éléments *ad hoc*, dits de relation linéaire (Unterreiner *et al.*, 1997 ; Benhamida, 1998) entre les nœuds (côté sol) situés en dessus et en dessous de chaque armatures.

Dans une première approche, les motifs prédéfinis ont été retenus car ils simplifient significativement la construction du maillage. Par contre, n'ayant pas de jeu de paramètres pour les éléments de contact, ceux-ci n'ont pas été pris en compte dans ce premier modèle 2D : la modélisation du frottement sol-armature se limite donc à un contact adhérent.

2.2

Modèles homogénéisés

Compte tenu du nombre d'armatures placées dans le mur, et de leur disposition spatiale régulière, il est naturel de représenter le comportement global du mur en remplaçant la zone renforcée par les inclusions par un matériau « homogène » équivalent, d'autant que, comme on l'a vu, les modélisations discrètes posent différents problèmes (introduction d'une « plaque équivalente » continue, alors que les armatures sont espacées dans la direction parallèle au mur ; difficulté de prendre en compte le caractère tridimensionnel du chargement appliqué sur une traverse). Par comparaison, un modèle homogénéisé simplifie fortement la réalisation d'un calcul tridimensionnel et permet donc de prendre en compte la géométrie réelle du chargement.

Une équipe de l'ENPC a développé depuis plusieurs années une famille de modèles visant à représenter le comportement des ouvrages renforcés par des inclusions. La démarche a commencé par l'étude des propriétés de résistance à l'échelle macroscopique du milieu renforcé (de Buhan, 1986), réinterprétées comme un critère de plasticité (Greuell, 1993), et a conduit ensuite à une modélisation mécanique élastoplastique complète (Sudret et de Buhan, 2001 ; Bennis et de Buhan, 2003). Le matériau hétérogène constitué par le sol et les inclusions est considéré comme un milieu homogène formé par la superposition de deux milieux continus, animés de cinématiques distinctes, et dans lesquels règnent des champs d'efforts intérieurs

régis par des lois de comportement indépendantes. Géométriquement, les inclusions ne sont plus localisées, mais « diluées » dans le domaine occupé par le sol renforcé. Admettant que les inclusions travaillent essentiellement en traction (ou en traction-compression), on attribue au milieu continu représentant les inclusions un comportement élastoplastique unidimensionnel : les efforts intérieurs sont représentés par des scalaires. Le modèle obtenu est appelé « modèle multiphasique ».

On obtient une simplification significative du modèle en supposant que les deux milieux ont en fait la même cinématique (c'est-à-dire que l'on néglige le glissement du sol autour des armatures) mais en conservant deux descriptions distinctes des efforts intérieurs : le modèle correspondant est appelé « modèle adhérent ». Ce modèle simplifié présente l'inconvénient de conduire à des efforts non nuls aux extrémités des armatures. Pour cette raison, on a utilisé la formulation générale du modèle multiphasique, qui permet de mieux prendre en compte le transfert des efforts entre le sol et l'inclusion pour deux raisons :

- elle introduit un paramètre de raideur appelé « coefficient d'interaction » qui traduit un effet d'échelle entre le diamètre des inclusions et leur espacement dans la structure ;
- elle permet d'imposer une limite au frottement transmis par unité de longueur, moyennant une description appropriée de l'interaction sol-renforcement.

2.3

Principaux choix de modélisation pour le mur de Rouen

Pour le concours de prévision, on a effectué des calculs avec un modèle discret et des calculs avec le modèle homogénéisé. Bien que le chargement, appliqué à une traverse, ne permette pas de justifier une approche en déformation plane, on a effectué avec un modèle discret un calcul bidimensionnel, en répartissant la charge appliquée à la traverse sur une longueur fixée à 1,5 m, en considérant que la charge apportée sur un essieu se répartissait presque intégralement sur trois traverses successives.

Le maillage est constitué en utilisant des motifs prédéfinis dans le préprocesseur MAX2D de CESAR-LCPC. Le maillage du mur comporte cinq motifs de 14 cm d'épaisseur et 75 cm de hauteur, correspondant chacun à une demi-écaille. Les motifs incluent la possibilité de modéliser un joint entre deux écailles successives.

La construction de l'ouvrage est simulée en enchaînant plusieurs étapes de remblaiement, de mise en place des armatures et/ou des écailles. Le processus comporte en tout sept étapes de calcul, au cours desquelles sont activés successivement les différents groupes d'éléments en prenant en compte leur poids volumique et leur comportement.

Après la fin de la construction, on applique une charge statique verticale de 90 kN sur la traverse.

Le maillage utilisé est représenté sur la figure 1. Il comporte 6 000 nœuds et 2 200 éléments quadratiques. On ne représente pas le massif sous-jacent, et les conditions aux limites consistent à bloquer les deux composantes du déplacement sur la base du modèle.

Avec les modèles homogénéisés, on a effectué des calculs bidimensionnels et tridimensionnels. Il n'y a pas de prise en compte du joint entre deux écaïlles adjacentes. Le modèle permet de ne pas reproduire le phasage de construction réel du mur, qui reflète la position des armatures. On simule la construction du mur en enchaînant cinq étapes au cours desquelles sont activés successivement les groupes d'éléments associés aux différentes couches ; on applique le poids des groupes activés à chaque étape et on affecte des propriétés mécaniques à ces éléments.

Pour le contact entre les écaïlles et le massif de sol renforcé, on a introduit une couche d'éléments de faible épaisseur (5 mm), auxquels on attribue un comportement élastique linéaire avec un module de compression élevé mais un module de cisaillement très faible (ce qui conduit à prendre un coefficient de Poisson voisin de 0,499, pour un module d'Young de 500 kPa), afin d'obtenir un contact « lisse ». Dans le calcul tridimensionnel, on a opté pour une solution plus simple, en assurant un contact lisse au moyen d'éléments spéciaux sans épaisseur (éléments de relation linéaire dans CESAR-LCPC).

Le modèle utilisé pour les calculs bidimensionnels est représenté sur la figure 2. Il comporte 5 100 nœuds et 1 900 éléments quadratiques.

Le calcul en condition tridimensionnelle permet de prendre en compte (dans le maillage) la largeur réelle de la traverse : il n'y a donc pas besoin de faire des hypothèses *a priori* sur la diffusion de la charge en profondeur. Le maillage, représenté sur la figure 3, est moins fin que dans le cas bidimensionnel : il comporte 24 000 nœuds et 5 900 éléments quadratiques. Les conditions aux limites sont identiques à celles du calcul bidimensionnel : on ajoute des conditions de contact lisse sur les deux faces verticales parallèles qui limitent le maillage.

Le calcul est réalisé en supposant que les inclusions restent élastiques linéaires. Les paramètres à fournir sont le module du matériau qui les constitue (210 000 MPa) et la fraction volumique des armatures η calculée comme la somme des aires de leurs sections divisée par la surface totale du mur :

$$\eta = 50 \frac{S}{Lh} = \frac{50 \cdot 0,045 \cdot 0,05}{3,75 \cdot 7,7} = 4 \cdot 10^{-4}$$

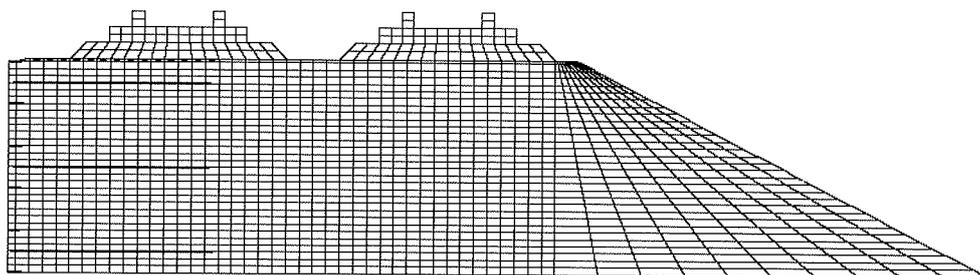


FIG. 1 Maillage utilisé pour les modélisations en déformation plane avec le modèle discret.
Mesh for the simulations with the discrete model (plane strain analysis).

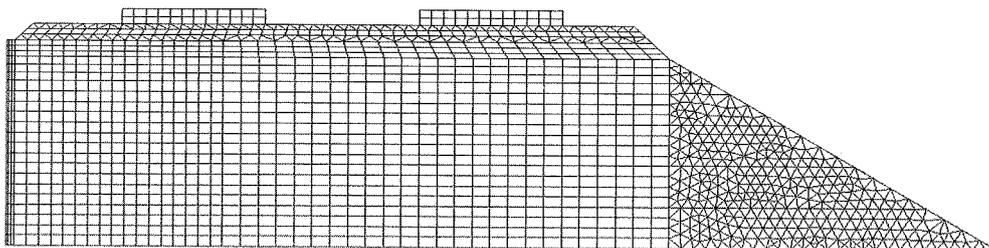


FIG. 2 Maillage utilisé pour les modélisations en déformation plane avec le modèle multiphasique.
Mesh for the simulations with the multiphase model (plane strain analysis).

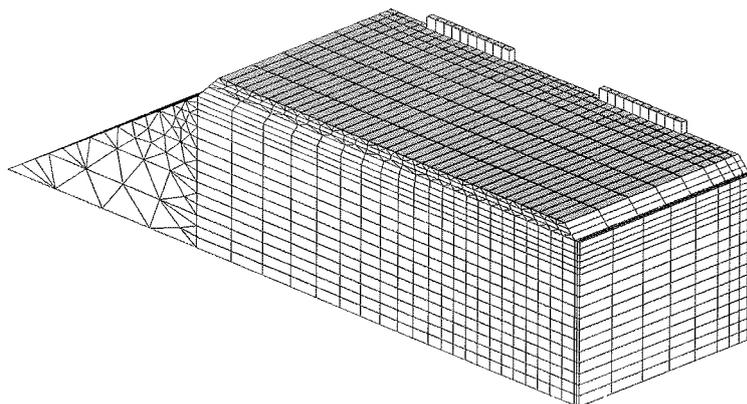


FIG. 3 Maillage utilisé pour le calcul tridimensionnel (modèle multiphasique).
Mesh for the three-dimensional simulations with the multiphase model.

TABEAU 1 Valeurs des paramètres mécaniques.
Mechanical properties values.

Groupes	Modèle	Poids volumique (kN/m ³)	Modèle d'Young (MPa)	Coefficient de Poisson	Cohésion (kPa)	Angle de frottement (degrés)	Angle de dilataance (degrés)
Écailles	élastique	25	2 000	0,25			
Contact écaille/remblai	élastique	0	0,5	0,499			
Remblai	Mohr-Coulomb	20,85	50	0,3	10	36	6
Grave	Mohr-Coulomb	23,31	90	0,3	10	36	6
Ballast	élastique	17	150	0,2			

Le modèle multiphasique général introduit des paramètres supplémentaires concernant la raideur associée à l'interaction et la valeur du frottement maximal entre le sol et les inclusions. Par souci de simplicité, on a choisi, pour les calculs prévisionnels, de ne pas imposer de limite au frottement. On a choisi pour le coefficient d'interaction c_i la valeur $7 \cdot 10^7$ kPa/m².

Le comportement du massif est représenté par une élasticité linéaire associée au modèle de Drucker-Prager, avec les paramètres donnés dans le tableau I (données du concours de prévision).

3

Comparaison des calculs de prévision entre eux et avec les mesures

En complément des incréments de traction mesurés dans les armatures lors de l'application de la surcharge (90 kN), on utilise aussi les mesures faites en fin de construction pour valider les modèles, bien qu'elles n'aient pas été communiquées aux participants du concours.

3.1

Comparaison des résultats obtenus avec les modèles 2D

Dans un premier temps, on a comparé les résultats obtenus avec les deux modèles 2D avant de s'intéresser aux mesures. Les déplacements verticaux de l'interface remblai/sous-couche sont en moyenne de l'ordre de 0,7 mm dans les deux cas. Les écarts entre les valeurs calculées par les deux modèles sont inférieurs à 0,02 mm.

Les résultats des calculs d'incrément de traction dans les armatures sont proches. On note toutefois deux différences. La première réside dans l'allure des courbes à proximité du parement. Le modèle homogénéisé fait apparaître un point d'inflexion pour les trois lits, ce qui n'est pas le cas du modèle discret. Deuxièmement, les incréments de traction aux bouts libres des armatures ne sont pas nuls avec le modèle discret.

Les déplacements horizontaux du parement reflètent les différences entre les modélisations du parement, considéré comme continu dans le calcul avec le modèle multiphasique, alors que dans le modèle discret, les joints entre écailles sont pris en compte explicitement au moyen d'éléments plus souples.

Les résultats des calculs étant similaires, seuls ceux du modèle homogénéisé sont présentés dans la suite de cette partie.

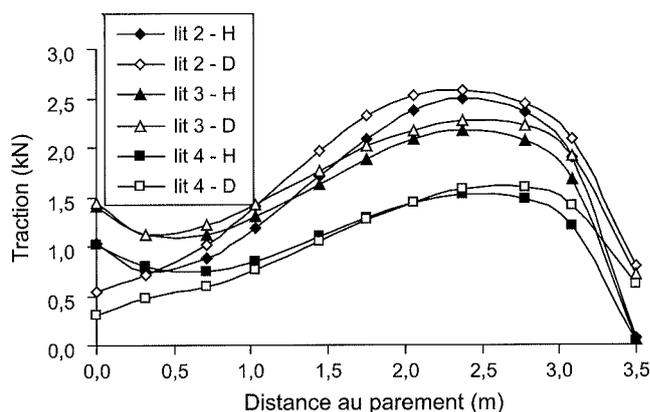


FIG. 4 Comparaison des variations de traction liées à l'application de la surcharge calculées dans les lits 2-3-4 avec les modèles 2D (H : homogénéisé ; D : discret).

Comparison of the increase of tensile forces due to loading in strip levels 2-3-4 for 2D models (H : homogenized ; D : discrete).

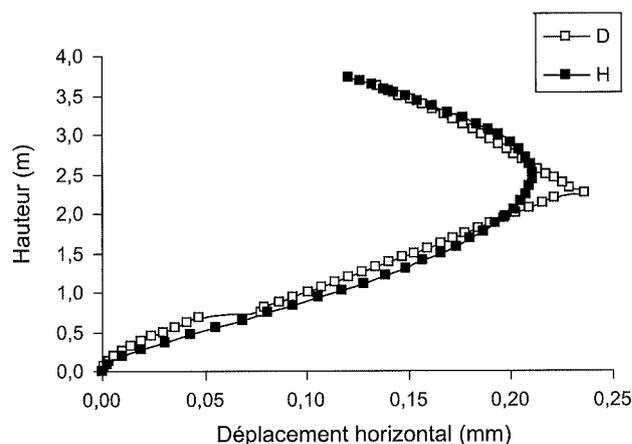


FIG. 5 Déplacements horizontaux du parement liés à l'application de charge calculés avec les modèles 2D (H : homogénéisé ; D : discret).

Facing horizontal displacements due to loading for 2D model (H : homogenized ; D : discrete).

Efforts dans les armatures à la fin de la construction

On s'intéresse dans un premier temps aux tractions calculées dans les armatures à la fin de la construction, pour les lits 2, 3 et 4.

Les tractions calculées sont un peu faibles pour les lits 2 et 3 (Figs. 6a et 6b). Les valeurs calculées pour le lit 4 sont proches des mesures (Fig. 6c). Les calculs pour le lit 5 (non représentés ici) prévoient des compressions dans les armatures.

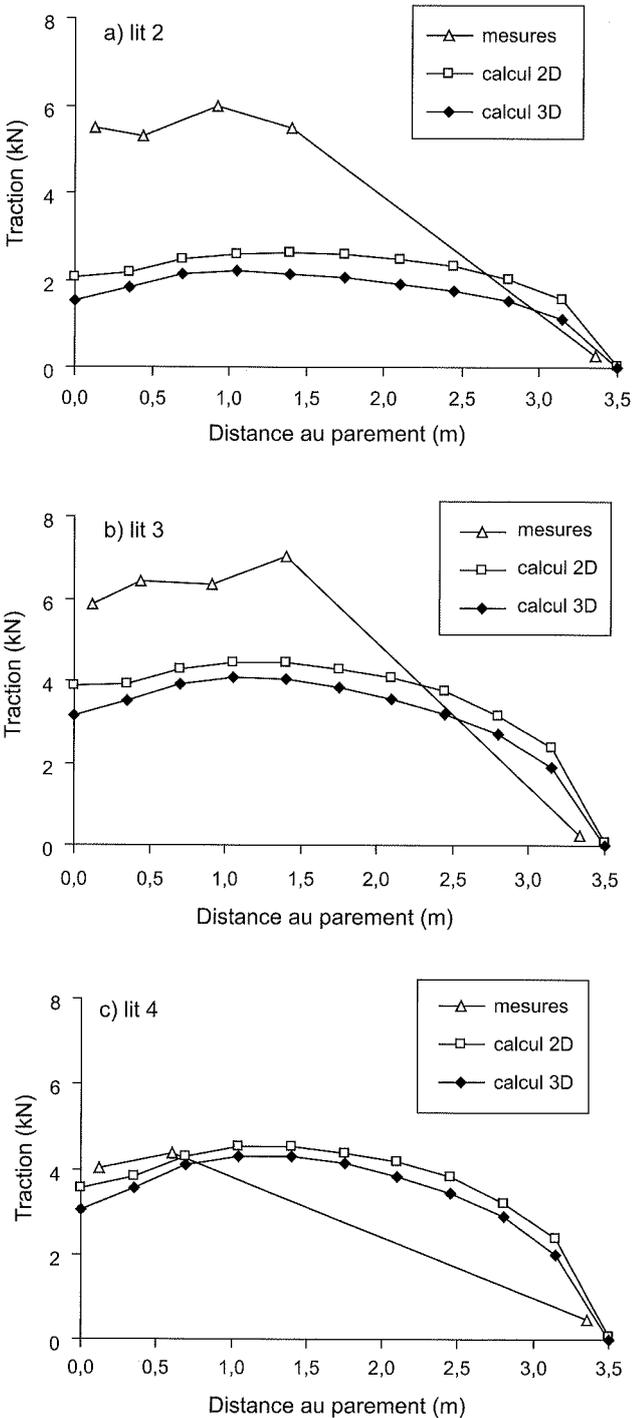


FIG. 6 Efforts dans les armatures des lits 2, 3 et 4 à la fin de la construction.
Tensile forces at the end of construction in the strip level 2, 3 and 4.

Variations des efforts dues à la surcharge

Les figures 7 a, b, c présentent les augmentations de traction dans les lits 2 à 4 calculées avec les modèles homogénéisés 2D et 3D, ainsi que les mesures.

Il apparaît clairement que les calculs prévisionnels surestiment largement (d'un facteur parfois supérieur à 50) les augmentations de traction provoquées par l'application de la surcharge. On note également que la modélisation tridimensionnelle donne qualitativement des résultats moins mauvais.

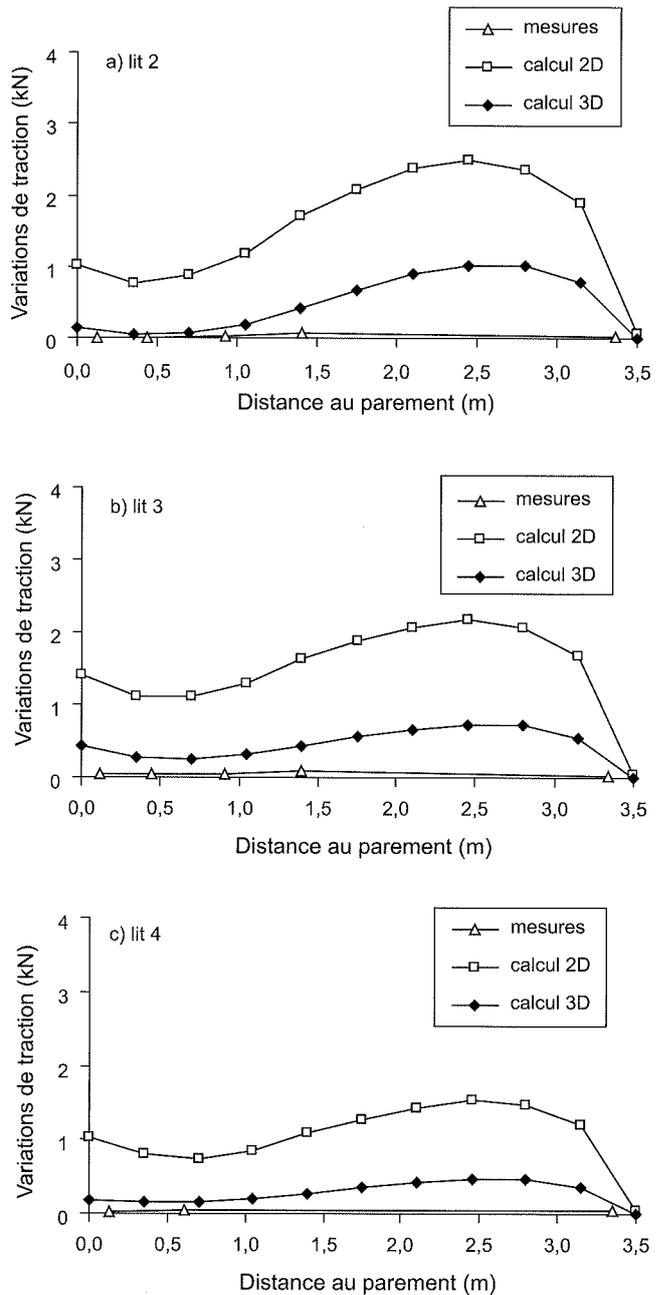


FIG. 7 Augmentations de traction dans les armatures des lits 2, 3 et 4 pour une charge de 90 kN mesurées et calculées avec les modèles 2D et 3D.
Increase of tensile forces due to the 90 kN loading measured and computed for 2D and 3D models in the strip level 4.

Déplacements dus à la surcharge

Le concours de prévision demandait aux participants d'évaluer, d'une part, les tassements en différents points situés à l'interface remblai/sous-couche et, d'autre part, le déplacement horizontal du parement.

Concernant les tassements, les mesures, comme les calculs, indiquent que l'application de la charge au-dessus du remblai renforcé ($x \in [2,25 ; 3,75]$) produit un tassement à peu près identique à celui obtenu lorsque l'on charge la deuxième traverse, plus éloignée du parement ($x \in [7,25 ; 8,75]$). Les mesures donnent des valeurs de l'ordre de 0,1 mm ; les calculs donnent des tassements de 0,75 mm et 0,5 mm respectivement en conditions bidimensionnelle et tridimensionnelle.

Il en va de même pour les déplacements horizontaux du parement. Les mesures indiquent des valeurs de 0,01 mm environ alors que les maxima obtenus par le calcul avoisinent 0,06 mm en 3D et 0,2 mm en 2D. Néanmoins, les allures des courbes sont correctes : elles présentent un bombement du mur dans sa partie supérieure avec un déplacement maximal aux environs de 2,5 m (Fig. 8).

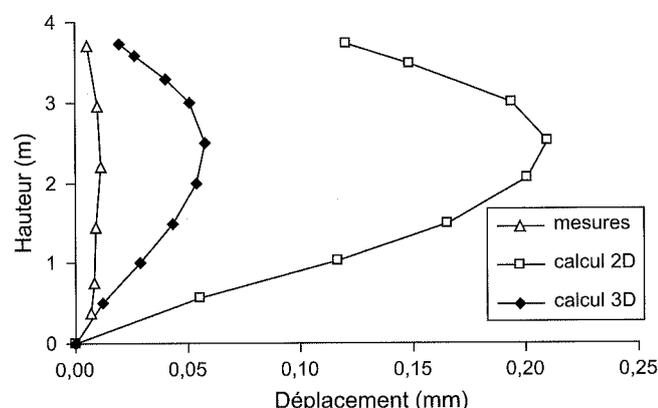


FIG. 8 Déplacements horizontaux du parement (en mm) pour une charge de 90 kN mesurés et calculés avec les modèles 2D et 3D.

Facing horizontal displacement (mm) due to the 90 kN loading measured and computed for 2D and 3D models.

Conclusions des calculs *a priori*

De manière générale, les efforts calculés à la fin de la construction sont de l'ordre de 3 à 4 kN au maximum. Ils sont donc inférieurs aux valeurs mesurées, dont le maximum varie entre 6 et 8 kN selon les lits d'armatures. Compte tenu des différentes hypothèses faites, ces résultats sont raisonnables pour des calculs prévisionnels.

En revanche, les calculs surestiment largement les incréments de traction dans les armatures lorsque l'on charge la traverse la plus proche du mur. Les valeurs mesurées ne dépassent jamais 0,09 kN : cette valeur est obtenue pour le lit 3. Les calculs fournissent des valeurs allant jusqu'à 3 kN dans les calculs bidimensionnels.

Pour le calcul tridimensionnel, on obtient pour le lit 3 un maximum de 0,7 kN, qui reste largement supérieur à la valeur mesurée. On vérifie que le problème présente un caractère tridimensionnel marqué, mal pris en compte par l'application dans un calcul 2D d'une force réduite, calculée en supposant que la charge se répartit uniformément sur une longueur de mur égale à l'intervalle entre deux traverses.

Les calculs surestiment aussi largement les déplacements horizontaux du parement et les tassements.

Recalage des modèles sur la base des mesures

Une étude paramétrique concernant les caractéristiques mécaniques du matériau de remblai a été entreprise en 2D (modèle discret) pour déterminer leur influence sur le comportement global de l'ouvrage et diminuer l'écart entre les résultats calculés et mesurés.

Pour réduire les déplacements calculés, on a d'abord augmenté le module en prenant 250 puis 500 MPa. On diminue alors les déplacements (divisés par un facteur 5 ou 6), mais les tractions dans les armatures (en fin de construction) se trouvent aussi fortement diminuées. Ce n'est donc pas ce paramètre qui permet d'obtenir un bon recalage.

Le coefficient de Poisson du sol modifie la réponse de l'ouvrage : pour une valeur de 0,15 les déplacements liés à l'application de la charge sont diminués mais, comme pour le module d'Young, les tractions en fin de construction chutent fortement.

Diminuer la cohésion n'a pas d'impact significatif sur les déplacements verticaux mais augmente les déplacements du parement. Les tractions ne sont réellement modifiées que dans le premier mètre de l'armature.

Enfin, l'angle de frottement du sol n'a qu'une influence très limitée sur les résultats, pour les valeurs adoptées, et compte tenu des hypothèses et des choix de modélisations retenus.

On a tenté, pour le modèle 3D, d'obtenir des variations de traction plus faibles en considérant d'autres caractéristiques mécaniques dans la partie haute du modèle, pour modifier le moins possible les résultats à la fin de la construction. On a fait varier le module de la couche de GNT et les paramètres du sol constituant le remblai sans améliorer notablement les résultats.

En 2D, le seul moyen de diminuer l'impact du chargement sans diminuer les tractions dans les armatures en fin de construction consiste à prendre en compte différemment la diffusion de la charge dans la direction parallèle au parement. En admettant que celle-ci se diffuse suivant une répartition à 1 pour 1 (H/V), la variation de contrainte verticale au niveau du lit qui se trouve à mi-hauteur est environ 14 fois plus petite que celle directement sous la traverse. Cette valeur de surcharge fait passer l'augmentation maximale de traction dans le lit 3 de 2,3 kN à 0,6 kN (Fig. 9).

Les déplacements verticaux du parement diminuent environ d'un facteur 4 (Fig. 10). De même, les déplacements verticaux de l'interface sont ramenés d'environ 0,75 mm à 0,2 mm.

Travail sur le modèle d'interface sol/armature

Un travail sur la modélisation de l'interface a ensuite été entrepris en parallèle sur les modèles 2D discret et 3D homogénéisé.

5.1

Modèle discret 2D

5.1.1

Introduction d'une couche d'éléments fins autour des armatures et d'éléments de contact sol/écaille

On a utilisé une couche d'éléments de massif de faible épaisseur autour de l'armature pour améliorer la modélisation de l'interface sol/armature (Fig. 11). Cette technique n'est pas compatible avec l'utilisation des motifs prédéfinis, ce qui a conduit à les abandonner.

On a attribué à ces éléments une loi de comportement de type Mohr-Coulomb et, dans un premier temps, les caractéristiques sont celles du sol. Ces éléments d'interface permettent d'améliorer légèrement les valeurs des tractions en fin de construction, et d'obtenir des valeurs en bouts des armatures comprises entre 0 et -0,1 kN, donc nettement plus faibles en valeur absolue que celles obtenues avec le premier maillage.

Une étude de l'influence de l'angle de frottement de ces éléments a montré qu'une diminution de celui-ci entraîne une augmentation des tractions dans les armatures. Pour remédier à cette incohérence, on a été amené à prendre une cohésion et un angle de dilatance faibles.

Les murs en Terre Armée ont une particularité : le mur est construit par remblaiements successifs de couches de sol derrière les écailles. Compte tenu du contraste de raideur entre les écailles et le remblai, les couches de sol subissent sous le poids des couches sus-jacentes un tassement plus grand que celui des écailles. Cette différence justifie un traitement particulier pour l'interface sol-écaille : on a choisi d'utiliser des éléments sans épaisseur spécifiques (éléments de « relation linéaire » dans CESAR-LCPC).

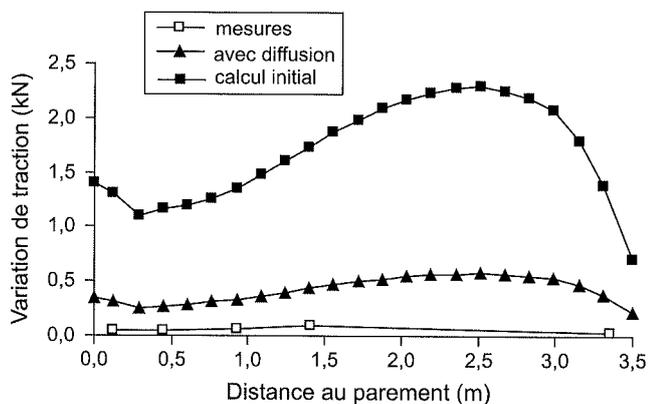


FIG. 9 Variations des efforts dans les armatures du lit 3 pour une charge de 90 kN mesurées et calculées avec deux modes de prise en compte de la surcharge.

Increase of tensile forces due to loading in strip level 3 measured and computed with two methods of conversion of the load in plane strain condition.

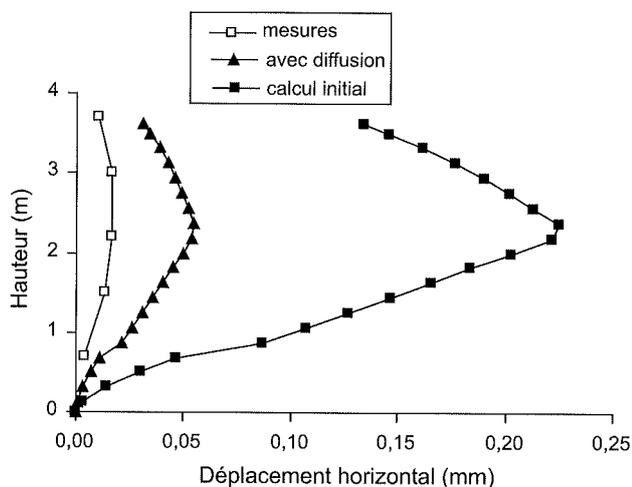


FIG. 10 Déplacements horizontaux du parement pour une charge de 90 kN mesurés et calculés avec deux modes de pris en compte de la surcharge.

Facing horizontal displacements due to the 90 kN loading measured and computed with two methods of conversion of the load in plane strain condition.

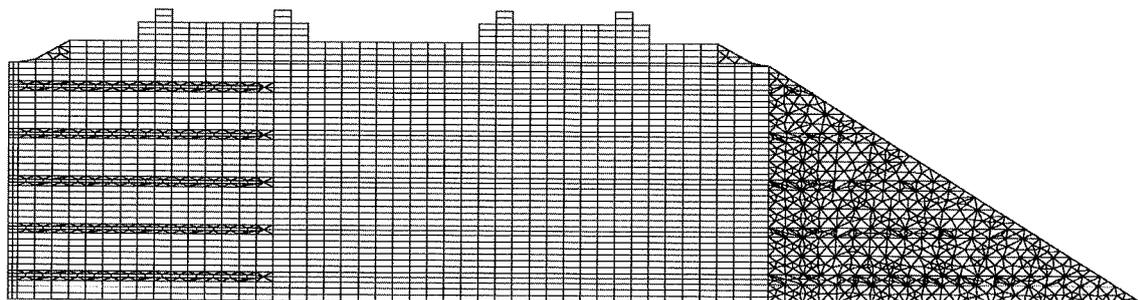


FIG. 11 Maillage 2D discret avec une interface sol/armature de type élément de massif.
2D discrete mesh : soil/strip interface composed of volume elements.

Détermination des paramètres au moyen d'essais d'extraction

Suite aux premières tentatives de recalage, on a choisi de fixer à zéro les angles de frottement et de dilatance des éléments d'interface sol/armature. La contrainte de cisaillement est alors inférieure ou égale à la cohésion. Par ailleurs, on attribue aux éléments un module d'Young qui caractérise la raideur de l'interface.

Des essais d'extraction de trois armatures appartenant aux lits 1, 3 et 4 ont été menés sur le plot expérimental du CER (Soyez et Le Kouby, 2009). Deux méthodes ont été envisagées pour déterminer les paramètres des éléments d'interface à partir de ces essais. La première consiste en la réalisation d'un modèle numérique spécifique pour simuler ces essais. Le modèle correspond à une couche du massif en Terre Armée et comporte trois groupes d'éléments associés au matériau de remblai, à l'interface sol/armature et à l'armature. L'écaïlle n'est pas modélisée. Les déplacements horizontaux et verticaux sont bloqués à la base du massif. Les déplacements horizontaux des bords latéraux du remblai sont fixés à zéro. On applique une surcharge sur le bord supérieur du modèle correspondant au poids des couches de sol situées au-dessus de l'armature extraite. Enfin, une contrainte horizontale dirigée vers l'extérieur du modèle est appliquée au niveau de l'attache de l'armature pour simuler la force d'extraction exercée par le vérin. La modélisation de l'essai d'extraction permet de déterminer, d'une part, la cohésion à attribuer aux éléments d'interface (en ajustant la force maximale que l'on peut exercer sur l'armature dans le modèle), et, d'autre part, le module d'Young, en ajustant les déplacements (Fig. 12). Cette opération est répétée pour chacun des lits.

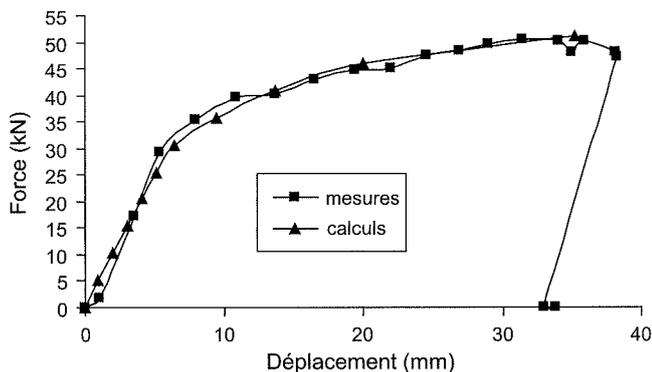


FIG. 12 Calage de l'essai d'extraction du lit 3. Fit of the level 3 pull-out test.

Cette démarche conduit à la détermination de modules d'Young très faibles pour les éléments d'interface, de l'ordre de quelques kPa. En introduisant ces valeurs dans le modèle global de l'ouvrage, les éléments d'interface induisent des tassements importants de l'ouvrage, de l'ordre de 10 mm.

On a donc proposé une deuxième approche, analytique, pour choisir les paramètres des éléments représentant l'interface sol/armature. On considère que la pente de la courbe force/déplacement donne un coefficient de raideur dont la valeur est à relier au module d'Young. La cohésion équivalente est déterminée par la résistance au cisaillement que la couche représentant

l'armature est capable de fournir. On obtient alors un jeu de paramètres pour l'interface de chaque lit d'armatures.

Les tractions dans les armatures en fin de construction se trouvent améliorées (Fig. 13). La réponse de l'ouvrage à l'application de la surcharge est sensiblement la même, aussi bien pour les incréments de traction dans les armatures que pour les déplacements.

On a entrepris une nouvelle fois de changer le module d'Young du matériau de remblai mais le constat est le même que lorsque les paramètres n'avaient pas été calés.

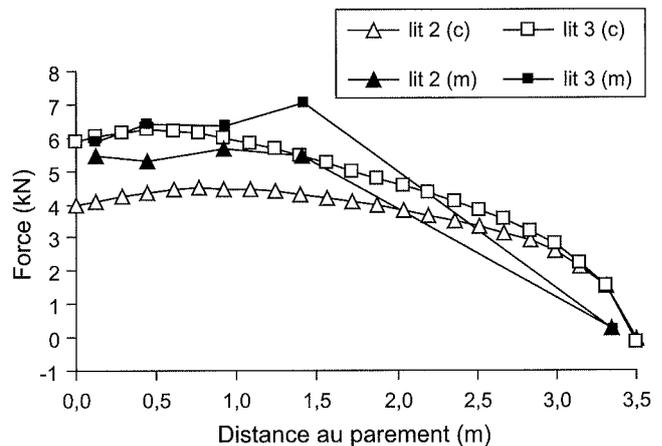


FIG. 13 Tractions mesurées (m) et calculées (c) en fin de construction dans les armatures des lits 2 et 3.

Tensile forces measured (m) and computed (c) in the strips levels 2 and 3 at the end of construction.

5.2

Modèle homogénéisé 3D

Différentes tentatives ont été effectuées pour améliorer les résultats des calculs bidimensionnels et tridimensionnels avec le modèle homogénéisé. On a choisi de recalibrer les résultats des calculs tridimensionnels.

5.2.1

Influence du coefficient d'interaction

On s'est intéressé au paramètre d'interaction c_i qui caractérise, dans le modèle multiphasique, la raideur de l'interaction mécanique entre le sol et les armatures. Il a une influence directe sur les tractions calculées, mais ne permet pas de contrôler entièrement le résultat des simulations. On parvient, en ajustant ce paramètre, à des efforts calculés en fin de construction 2 à 3 fois plus faibles que ceux mesurés, et des variations 2 à 3 fois plus grandes que les valeurs mesurées, ce qui constitue un progrès par rapport à la situation précédente. Pour les tassements et le déplacement horizontal, les résultats sont remarquablement stables lorsque l'on fait varier c_i (environ 0,5 mm pour le tassement et 0,06 mm pour le déplacement horizontal maximal).

Choix du frottement maximal sol/armatures

Dans les calculs précédents, l'effort que le sol pouvait transmettre aux armatures par frottement n'était pas limité. Le modèle multiphasique permet cependant d'attribuer à l'interaction sol/armatures un comportement non linéaire : l'effort transmis aux armatures par le sol dépend linéairement du déplacement relatif entre les deux, jusqu'à un seuil sur l'effort d'interaction au-delà duquel l'armature glisse librement. On note I_{max} la valeur maximale de la force d'interaction (il s'agit d'une force volumique, exprimée en kPa/m). On a choisi en première approche une valeur moyenne pour tout le massif, donnée par le produit de la surface des armatures par une contrainte de cisaillement de référence évaluée en fonction de la contrainte verticale moyenne et de l'angle de frottement du sol. Avec cette valeur ($I_{max} = 11$ kPa/m), les résultats sont pratiquement les mêmes que dans le cas précédent. On a alors réduit la valeur maximale de la force d'interaction à 5 kPa/m. La figure 14 présente les efforts de traction calculés dans les différentes armatures. On note que pour les lits 2, 3 et 4, les courbes tendent vers une asymptote dans la partie droite du graphique, indiquant que le frottement maximal est mobilisé sur une partie de la longueur de l'armature. Dans ces zones, l'effort de traction est fixé par le frottement mobilisable : il en résulte que les incréments obtenus lorsqu'on applique la surcharge sur la traverse (Fig. 15) sont beaucoup plus faibles que dans les simulations précédentes et plus proches des mesures (sauf pour le premier lit, pour lequel il serait légitime d'utiliser un frottement maximal plus faible, compte tenu du fait que la contrainte normale est faible).

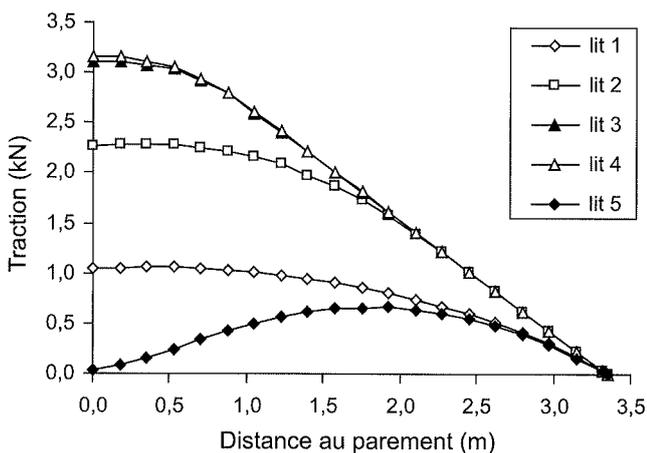


FIG. 14 Forces de traction dans les armatures des cinq lits à la fin de la construction : prise en compte d'une valeur maximale du frottement sol/armatures.

Tensile forces in the 5 strip levels : taking into account the maximal value of the soil/reinforcement friction.

Avec cette approche, on parvient à des efforts en fin de construction à peu près deux fois inférieurs à ceux mesurés, et à des augmentations de force de l'ordre de ceux qui ont été mesurées. Sur le plan qualitatif, la répartition d'effort le long des armatures tend à devenir linéaire pour les lits 3 et 4, avec une valeur nulle au bout et une pente imposée par le paramètre de frottement maximal I_{max} fourni dans les données du modèle.

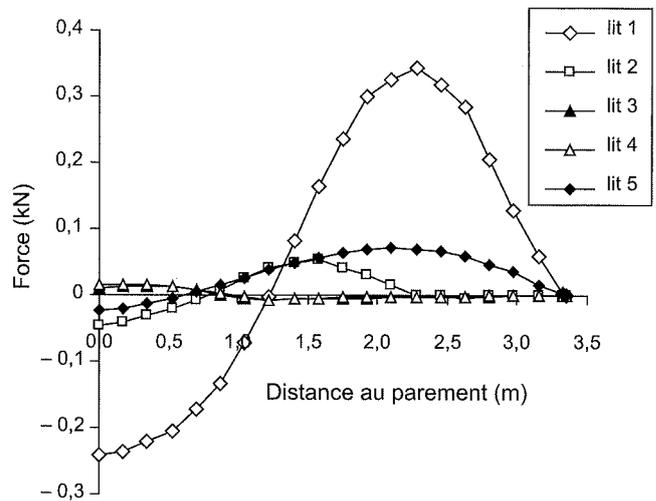


FIG. 15 Variations de traction dans les armatures, avec prise en compte d'une valeur maximale du frottement sol/armatures.

Increase of tensile forces in the 5 strip levels : taking into account the maximal value of the soil/reinforcement friction.

Si on augmente la raideur d'interface c_i , on obtient un profil complètement linéaire pour ces lits à la fin de la construction : dans ce cas, le frottement étant complètement mobilisé le long des armatures à cette étape, la distribution des tractions n'évolue pratiquement pas dans les étapes de chargement ultérieures. Il y a donc une interaction entre le choix des valeurs des paramètres décrivant la raideur de l'interaction et le frottement limite : le second contrôle la valeur limite de la pente de la courbe de traction, et le premier contrôle la distance sur laquelle la traction varie linéairement.

A ce stade, on est parvenu à un bon calage des résultats calculés sur les mesures des tractions, mais les tassements calculés restent sensiblement plus grands que les valeurs mesurées. Pour l'ensemble des calculs précédents, le tassement maximal (à l'interface entre le remblai et la sous-couche) est sensiblement le même pour la partie renforcée et pour le remblai technique non renforcé, de l'ordre de 0,5 mm, soit environ 5 fois plus que les valeurs mesurées.

L'essentiel du corps de remblai semblant être dans le domaine élastique, on peut proposer de tenir compte de la non-linéarité du comportement élastique des sols en augmentant le module du sol dans le domaine des petites déformations. On a donc multiplié le module d'Young par 3 (en s'inspirant des remarques faites au sujet de la modélisation des fondations superficielles de Labenne par Mestat et Berthelon, 2001). Cet ajustement diminue les tassements mais également les efforts calculés dans les armatures, ce que l'on peut corriger en augmentant la valeur du coefficient de Poisson. On a donc refait de nouvelles simulations avec $\nu = 0,45$. Les tractions calculées pour ce dernier calage sont données par les figures 16 et 17. On notera que les efforts dans les lits 2 et 3 sont sous-estimés tandis que les efforts dans le lit 4 sont surestimés. Les variations calculées sont dix fois plus faibles que dans les calculs prévisionnels, et de l'ordre des valeurs mesurées (même si les calculs donnent des valeurs un peu fortes pour le lit 2).

On obtient alors des tassements voisins de 0,2 mm, et un déplacement horizontal du mur lors du chargement de la traverse de 0,04 mm. Ces valeurs sont un peu plus élevées, mais du même ordre que les valeurs mesurées.

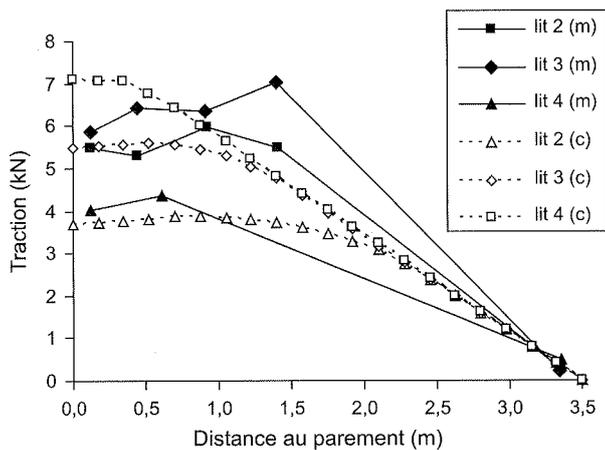


FIG. 16 Tractions mesurées (m) et calculées (c) dans les armatures à la fin de la construction ($E = 150 \text{ MPa}$, $\nu = 0,45$).
Tensile forces measured (m) and computed (c) at the end of construction ($E = 150 \text{ MPa}$, $\nu = 0,45$).

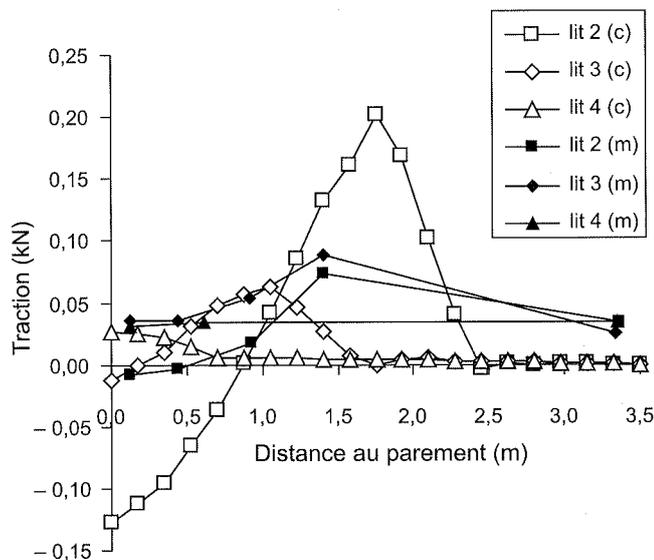


FIG. 17 Comparaison calculs-mesures pour les variations de traction dans les lits 2 à 4.
Comparison between computed and measured increases of tensile forces in the strip levels 2-3-4.

6

Validation des interfaces par la modélisation d'un chargement plus important

En complément de l'essai de chargement à 90 kN réalisé pour le concours de prévision, un essai de chargement à 850 kN a été entrepris en début d'année 2009. Le système de chargement a été adapté en conséquence. Le portique de réaction pèse 950 kN et le vérin est capable d'appliquer, en statique, une force de 1 000 kN (Fig. 18). La traverse a été remplacée par une superposition de plaques de répartition rectangulaires en acier de tailles différentes (Fig. 19). La plus grande mesure 0,9 m de large pour 2,4 m de long. L'implantation sur l'ouvrage est la même que celle de la traverse.

Le modèle 3D (modèle multiphasique) permet d'avoir en un seul calcul les variations de traction dans les quatre lits d'armatures. Les mesures ont été réalisées à l'aide de jauges placées à proximité du mur : on n'a donc pas de valeur dans la partie droite des armatures, où se trouve l'augmentation maximale calculée (Fig. 20). L'ordre de grandeur des variations calculées avec le modèle 3D est correct. La différence que l'on peut observer pour le premier mètre d'armature, qui est d'ailleurs de moins en moins marquée avec la profondeur, est probablement à attribuer à un défaut de prise en compte du compactage lors de la simulation de la mise en œuvre. A cette étape, les tractions calculées sont moins importantes. On récupère, avec l'application de ce chargement important, les accumulations de traction générées dans la réalité lors du compactage réel.

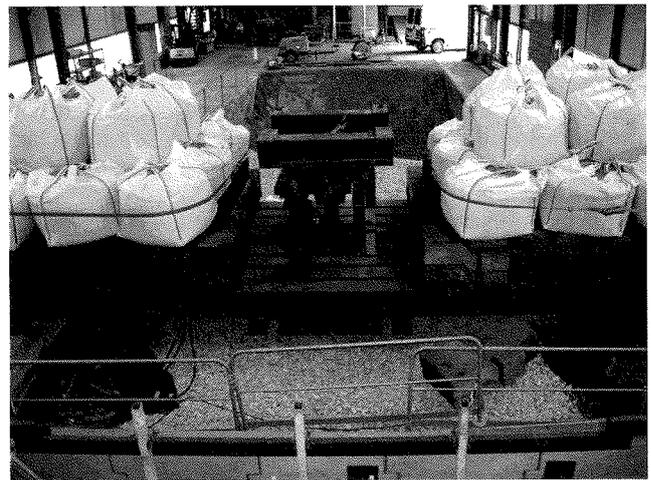


FIG. 18 Dispositif pour l'essai de chargement à 850 kN.
850 kN loading frame.

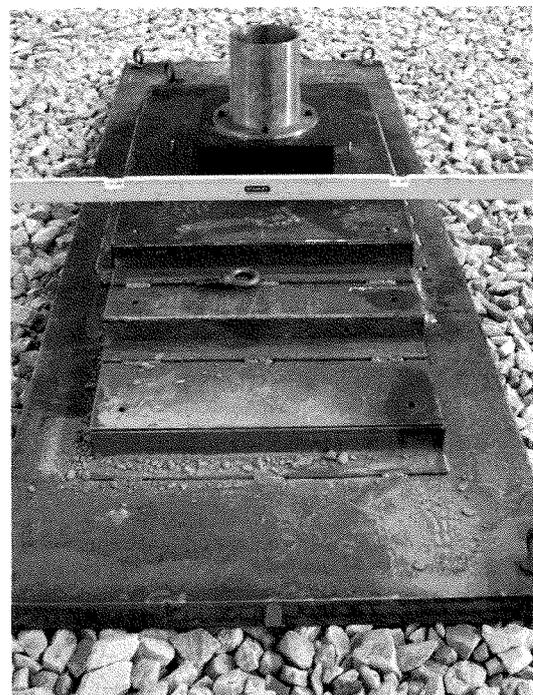


FIG. 19 Plaques de répartition.
Plates used to distribute the load over the ballast.

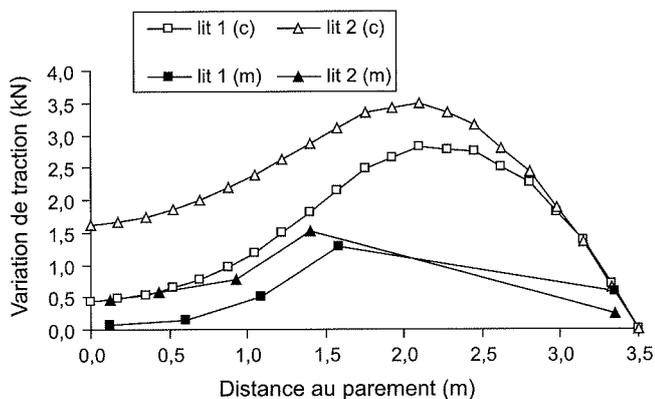


FIG. 20 Variations de tractions liées à l'application de la charge de 850 kN mesurées (m) et calculées (c) dans les lits 1 et 2 avec le modèle 3D.
Increase of tensile forces due to the 850 kN loading measured (m) and computed (c) for 3D model in the strip levels 1 and 2.

Le calcul 2D (modèle discret) mené avec la même méthodologie que pour le recalage sur les mesures sous un chargement de 90 kN donne une estimation des variations de traction dans le lit 3 que l'on peut juger satisfaisante étant donné la rusticité du modèle (Fig. 21).

Les deux calculs donnent des déplacements verticaux de l'interface remblai/sous-couche qui sont en accord avec les mesures (Tableau II). Par contre, l'écart entre les tassements calculés aux points 1 (situé à 1,8 m du parement) et 2 (situé à 4,2 m du parement) est plus faible que l'écart entre les mesures.

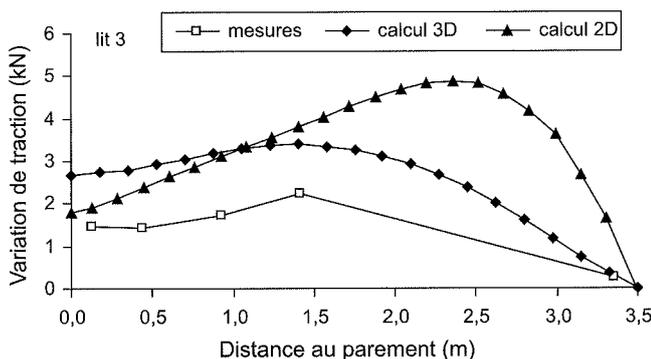


FIG. 21 Variations de tractions liées à l'application de la charge de 850 kN mesurées et calculées dans le lit 3 avec les modèles 2D discret et 3D multiphasique.
Increase of tensile forces due to the 850 kN loading measured and computed for 2D discrete and 3D multiphase models in the strip levels 1 and 2.

TABLEAU II Comparaison des déplacements verticaux calculés et mesurés liés à l'application de la charge de 850 kN.

Comparison between measured and computed vertical displacements due to the 850 kN loading.

Tassement (mm)	Point 1	Point 2
Mesures	-2,4	-1,7
Calcul 3D	-2,2	-2,1
Calcul 2D	-2,2	-2,0

Enfin, les deux modèles permettent d'avoir une bonne estimation des déplacements horizontaux du parement (Fig. 22). Les courbes présentent des allures similaires et le maximum, atteint au tiers supérieur du parement, est obtenu à 30 % près.

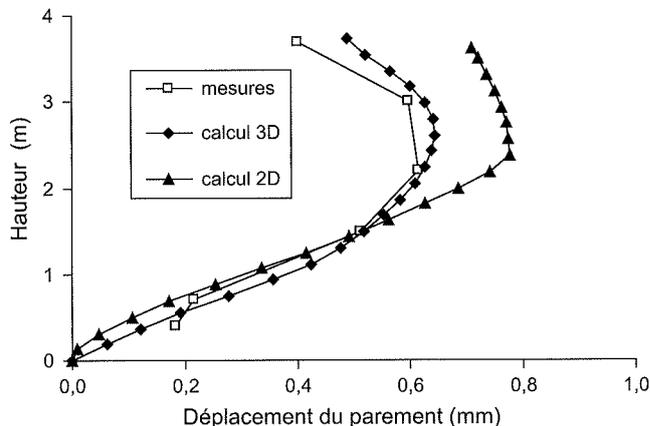


FIG. 22 Déplacements horizontaux du parement liés à l'application de la charge de 850 kN mesurés et calculés avec les modèles 2D discret et 3D multiphasique.

Facing horizontal displacements due to the 850 kN loading measured and computed for 2D discrete and 3D multiphase models in the strip levels 1 and 2.

6

Conclusion

Les différentes études paramétriques présentées ici montrent que l'on peut comprendre le comportement global du mur à l'aide du modèle multiphasique, à condition de prendre en compte le caractère tridimensionnel du problème, de bien choisir les caractéristiques mécaniques utilisées pour représenter la raideur de l'interaction entre le sol et les armatures et la valeur limite du frottement entre le sol et les armatures. Il est intéressant de noter que l'on a utilisé deux approches de modélisation dans lesquelles ces caractéristiques sont représentées par des paramètres entièrement différents, et que les deux approches fournissent finalement des résultats en bon accord, chacune nécessitant des ajustements particuliers.

La principale difficulté rencontrée dans la modélisation tient au compactage des couches de sol au cours de la construction. Les effets du compactage modifient les efforts dans les armatures, notamment au voisinage du parement. Il est donc difficile d'estimer et de prendre en compte les effets mécaniques dans les calculs. Des améliorations pourraient être envisagées en utilisant des lois de comportement plus complexes pour le sol, en modifiant les caractéristiques de résistance du remblai dans les différentes couches pour tenir compte des effets de compaction en profondeur.

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier Réseau ferré de France et l'Association nationale de la recherche et de la technologie pour leur soutien financier.

Bibliographie

- AFNOR – Renforcements des sols. Ouvrages en sols rapportés renforcés par armatures ou nappes peu extensibles, 1998.
- Bastick M. – L'apport de la méthode des éléments finis à l'étude du comportement des ouvrages en Terre Armée. *Journée d'étude sur l'utilisation des éléments finis*, Paris, 1987, p. 257-263.
- Benhamida B. – *Modélisation numérique des murs en sol cloué : application aux calculs en déformations des murs expérimentaux en vraie grandeur n°s 1 et 2 du projet national Clouterre*. Thèse ENPC, 1998, 395 p.
- Bennis M., de Buhan P. – A multiphase constitutive model of reinforced soils accounting for soil-inclusion interaction behaviour. *Math. Comput. Modelling* 37, 2003, p. 469-475.
- Buhan (de) P. – *Approche fondamentale du calcul à la rupture des ouvrages renforcés*. Thèse d'État, université Paris 6, 1986.
- Buhan (de) P., Bourgeois E., Hassen G. – Numerical simulation of bolt-supported tunnels by means of a multiphase model conceived as an improved homogenization procedure. *Int. J. for Num. and Analytical Meth. in Geomechanics*, 32, 13, 2008, p. 1597-1615.
- Greuell E. – *Étude du soutènement des tunnels par boulons passifs dans les sols et les roches tendres par une méthode d'homogénéisation*. Thèse de l'École polytechnique, 1993.
- Mestat P., Berthelon J.-P. – Modélisation par éléments finis des essais sur fondations superficielles à Labenne, *Bulletin des LPC* n° 234, 2001, p. 57-78.
- Richer S. – *Résolution des problèmes de contact entre solides élastiques par la méthode des éléments finis*. Thèse ENPC, 1985, 130 p.
- Rospars C., Bourgeois E., de Buhan P., Humbert P. – Modélisation numérique de la construction d'un mur expérimental en Terre Armée à Bourron Marlotte à l'aide d'un modèle homogénéisé. *Colloque Int. de Géotechnique*, Beyrouth, 2004, p. 275-280.
- Sellali-Haraigue N. – *Modélisation des contacts dans le calcul des ouvrages géotechniques*. Thèse ENPC, 1999, 298 p.
- Soyez L., Le Kouby A. – Concours de prévision du comportement d'un mur en terre armée en vraie grandeur. *Revue française de géotechnique*, n° 129, 2009.
- Sudret B., de Buhan P. – Multiphase model for inclusion-reinforced geostructures. Application to rock-bolted tunnels and piled raft foundations. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech*, 25, 2001, p. 155-182.
- Unterreiner P., Benhamida B., Schlosser F. – Finite element modelling of the construction of a full scale experimental soil nailed wall. *Int. J. Ground Improvement*, vol 1, n° 1, 1997, p. 1-8.

Modélisation continue tridimensionnelle du comportement mécanique d'un mur en Terre Armée

A. BREUGNOT^{1,2}

L. BOUTONNIER¹

¹ EGIS Géotechnique
1, rue du Docteur-Schweitzer
38180 Seyssins

² Laboratoire 3S-R, UMR
Domaine universitaire
BP 53
38041 Grenoble Cedex 9
antonin.breugnot@egis.fr
luc.boutonnier@egis.fr

Résumé

Cet article présente les modélisations effectuées par Egis Géotechnique dans le cadre du concours de prévisions concernant le comportement mécanique d'un ouvrage en Terre Armée. Pour évaluer à la fois les déformations de l'ouvrage ainsi que les efforts de tractions dans les armatures, une approche continue tridimensionnelle a été retenue. L'ensemble des matériaux granulaires est caractérisé par des lois élasto-plastiques avec des critères de rupture de type Mohr-Coulomb. Pour décrire le plus fidèlement possible l'interaction sol-structure au niveau des renforcements, ceux-ci sont modélisés individuellement par des éléments structuraux avec une interface dont le comportement est élastique parfaitement plastique. Un soin particulier a été apporté à l'initialisation des contraintes pour essayer de prendre en compte correctement l'effet du compactage sur le coefficient de pression des terres au repos K_0 dans le domaine surconsolidé. Les prévisions obtenues numériquement sont présentées et confrontées aux résultats obtenus expérimentalement. Dans un deuxième temps, la sensibilité des différents paramètres, dont la détermination a fait l'objet d'hypothèses importantes, est également évaluée avec une étude paramétrique.

Mots-clés : mur en Terre Armée, interaction sol/structure, modélisation numérique, initialisation des contraintes.

A three-dimensional continuum approach to model mechanical behaviour of an earth reinforced wall

Abstract

This article presents the models and the assumptions retained by Egis Géotechnique within the framework of the reinforced earth wall benchmark study. To estimate structural deformations as well as the tensile forces in the steel reinforcements, a three dimensional continuum approach is proposed. Granular materials are characterised by elasto-plastic laws with a Mohr-Coulomb failure criterion. In order to accurately simulate soil/structure interactions, the reinforcements are individually modelled by structural elements with an interface that is elastic perfectly plastic. The compaction effect to the K_0 coefficient, in the over-consolidated domain, is taken into account during stress initialisation. The model predictions obtained with no parameter fitting are presented and compared with the experimentally obtained results. The second part evaluates the influence of main parameters using a parametric study.

Key words: Earth reinforced wall, soil/structure interaction, numerical modelling, stress initialisation.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 01/06/2010.

Introduction

Les ouvrages de soutènement en sol renforcé de type Terre Armée présentent un nombre important d'inclusions linéaires permettant d'obtenir des caractéristiques mécaniques apparentes élevées.

Les méthodes de dimensionnement actuelles relèvent plus d'une analyse à la rupture en force (Norme NF P94-220-0) que d'une analyse en déformation des ouvrages considérés.

La participation d'Egis Géotechnique au concours de prévisions du comportement d'un mur en Terre Armée s'est faite dans le but d'améliorer les modèles de calcul en déformations, *via* des outils de simulation, en confrontant les résultats issus des modèles numériques à ceux obtenus expérimentalement.

La modélisation des essais de chargement du plot expérimental est menée *via* une approche continue tridimensionnelle permettant de modéliser individuellement chaque élément de renforcement. Une attention particulière a été portée à la fine représentation des interfaces entre le sol et les armatures métalliques ainsi qu'à l'initialisation des contraintes pour essayer de prendre en compte correctement l'effet du compactage sur l'état de contrainte induit dans l'ouvrage par le mode de construction.

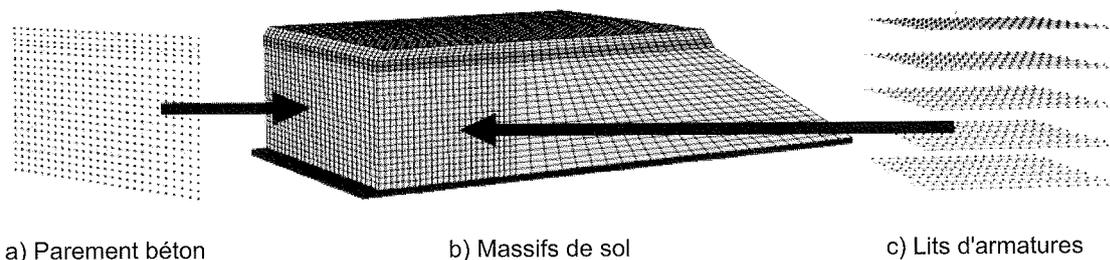
Description de l'ouvrage modélisé

L'ouvrage d'étude (Fig. 1) a été construit dans une fosse d'essais, constituée en majeure partie par le sol naturel, et est constitué de quatre matériaux granulaires, à savoir : le sol de remblai sur une hauteur de 3,5 m, une sous-couche d'épaisseur 30 cm, le ballast sur 30 cm également et enfin la fosse utilisée comme condition limite au modèle de l'ouvrage.

Le corps du remblai est renforcé par cinq lits de dix armatures métalliques, et la stabilité superficielle des matériaux, au niveau du parement, est assurée par un ensemble formé d'une quinzaine d'écaillles en béton.

Principes de modélisation

A l'exception de la poutre de chargement, l'ensemble des couches de matériau et tous les éléments de renforcement sont représentés et modélisés par une approche de mécanique des milieux continus.



a) Parement béton

b) Massifs de sol

c) Lits d'armatures

FIG. 1

Modèle numérique de l'ouvrage en Terre Armée : couches de sol (b) renforcées par les éléments du parement (a) et les lits d'armatures (c).

Earth reinforced numerical model : soil layers (b) reinforced by concrete panels (a) and steel strips (c).

Des modèles différents sont cependant utilisés en fonction de la géométrie de l'objet modélisé. Ainsi les milieux granulaires sont modélisés par des éléments continus volumiques, tandis que les renforcements (armatures métalliques et écaillles du parement) le sont *via* des éléments continus linéiques ou surfaciques. La jonction entre les éléments de renforcement et le sol est assurée par des interfaces permettant de contrôler les déplacements relatifs entre ces différents constituants.

L'outil de simulation utilisé Flac3D (Itasca, 2006) est un code de calcul basé sur une application non traditionnelle de la méthode aux différences finies explicite. Sa formulation numérique est articulée autour d'une description lagrangienne du mouvement.

En simulant en trois dimensions des structures composées de sols au comportement élastoplastique, Flac3D est particulièrement adapté à la résolution de problèmes en géomécanique.

Le recours à un modèle 3D est motivé à la fois par le chargement localisé au centre de l'ouvrage et non réparti sur toute sa largeur, et par la nature de la répartition géométrique des armatures dans l'ouvrage. Représenter l'assemblage 3D des inclusions discrètes par des « bandes » continues dans un modèle 2D serait une simplification dont il est difficile d'évaluer les conséquences sur la pertinence du modèle.

Comportement des matériaux granulaires

Les matériaux granulaires sont modélisés par des éléments volumiques et caractérisés par des lois élastoplastiques avec un critère de rupture en cisaillement de type Mohr-Coulomb.

Les paramètres du modèle sont le module d'Young E , le coefficient de Poisson ν , l'angle de frottement interne φ , la cohésion c et l'angle de dilatance ψ , auxquels on peut ajouter le poids volumique γ des matériaux.

Concernant la sous-couche et le sol de remblai, la plupart des caractéristiques proviennent d'essais de caractérisation des matériaux et d'essais *in situ* réalisés dans le cadre du concours de prévisions. Afin de prendre en compte le caractère dilatant des matériaux constituant le corps de l'ouvrage, un angle de dilatance ψ fonction de l'angle de frottement interne φ des sols (Bolton, 1986) est finalement retenu :

$$\psi = \varphi - 30 \text{ degrés} \quad (1)$$

Pour les autres matériaux, la dilatance n'est pas considérée.

Les caractéristiques du ballast sont extraites de la littérature et les paramètres concernant la fosse sont déterminés en considérant un matériau plus raide mais conservant le même critère de plasticité (c et ϕ) que le sol de remblai.

Les valeurs retenues pour la caractérisation des matériaux granulaires utilisés dans les différents modèles sont récapitulées dans le tableau I.

5

Comportement des armatures métalliques

Les armatures métalliques de renforcement, positionnées dans le sol de remblai, ont une section de petite dimension par rapport à la taille caractéristique du modèle. Pour limiter le nombre de nœuds et par conséquent les temps de calcul, les armatures n'ont pas été maillées suivant leur section mais seulement modélisées par des éléments structurels linéiques, au comportement élastique parfaitement plastique pouvant reprendre des efforts en traction et compression mais pas en flexion.

Dans l'exploitation des résultats, on s'est toutefois assuré que les armatures ne travaillaient jamais en compression.

Les armatures à haute adhérence renforcées sont en acier galvanisé et leur comportement propre est caractérisé par une section $S = 2,25 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$, un module d'Young $E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$ et une masse volumique $\rho = 7\,800 \text{ kg/m}^3$.

Dans l'ensemble des modélisations effectuées, les contraintes de traction dans les éléments de câble ne dépassent pas 55 MPa, valeur éloignée de la limite élastique de l'acier R_e qui peut, d'après la littérature, être estimée à 200-400 MPa. De ce fait, la plasticité de l'acier n'a pas été prise en compte dans le modèle.

L'interaction sol-structure au niveau du câble est modélisée par une interface caractérisée par un ressort et un palier plastique dû à une rupture en cisaillement de nature frottante et/ou cohésive. Le comportement en cisaillement de l'interface entre le sol de remblai et les câbles est décrit numériquement par une raideur de cisaillement k_i , un angle de frottement ϕ_i , une cohésion c_i , un périmètre d'interaction p_i et une contrainte effective moyenne de confinement σ_m (Itasca, 2006), (Figs. 2 et 3).

La contrainte effective de confinement σ_m est calculée en chaque nœud à partir des pressions interstitielles p (nulles dans notre modèle) et des contraintes principales σ_1 et σ_2 dans le plan perpendiculaire à l'axe du câble :

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + p \quad (2)$$

La contrainte effective de confinement σ_m est appliquée suivant le périmètre p_i , supposé égal au périmètre réel de la section des armatures métalliques : $p_i = 0,10 \text{ m}$.

L'approximation numérique, consistant à considérer une contrainte effective de confinement moyenne σ_m pour le calcul de la résistance maximale de cisaillement au niveau de l'interface, n'est théoriquement valide que dans le cas d'une répartition isotrope des contraintes dans le sol (Fig. 4).

TABEAU I Caractéristiques mécaniques des matériaux (en gras les données d'entrée du concours de prévisions, en style standard les paramètres choisis).

Mechanical characteristics of materials (Imposed values are highlighted in bold and the others are those chosen).

Sol	γ (kN/m ³)	E (MPa)	ν	c (kPa)	ϕ (degrés)	ψ (degrés)
Ballast	17	150	0,2	0	45	0
Sous-couche	23,3	90	0,3	10	36	6
Sol de remblai	20,8	50	0,3	10	36	6
Fosse	20,8	120	0,3	10	36	0

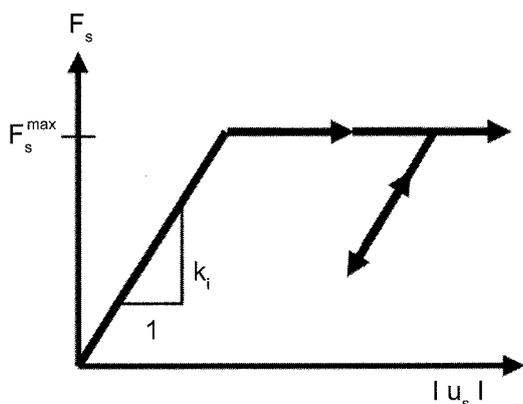


FIG. 2 Force de cisaillement par mètre linéaire F_s en fonction du déplacement relatif en cisaillement $|u_s|$, entre le câble et le sol. Shear force/length F_s versus relative shear displacement $|u_s|$, between the cable and the soil.

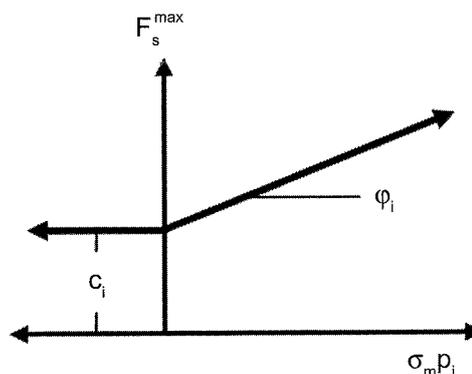
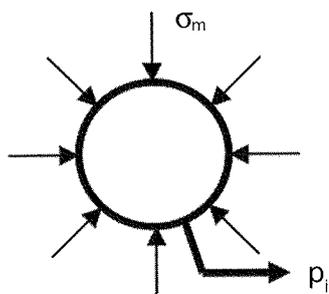
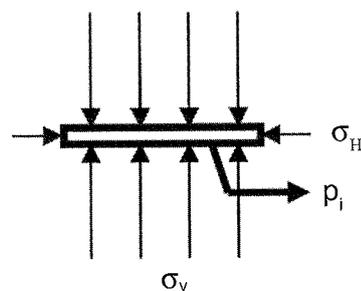


FIG. 3 Critère de rupture en cisaillement exprimé à partir de la force de cisaillement maximale par mètre linéaire F_s^{max} . Shear-strength criterion defined according to the maximum shear force/length F_s^{max} .



Distribution homogénéisée des contraintes
autour d'une armature "numérique"
à section circulaire



Distribution "réelle" des contraintes
autour d'une armature
à section rectangulaire

FIG. 4 Distribution des contraintes autour des armatures « numérique » et « réelle ».
Stresses distribution around « numerical » and « real » strips.

Dans le cas contraire ($\sigma_H = K \cdot \sigma_v$, avec $K \neq 1$), le palier plastique de cisaillement est surestimé (resp. sous-estimé) pour les armatures se situant dans une zone du mur où $\sigma_v > \sigma_H$ (resp. $\sigma_H > \sigma_v$), ce qui correspond plutôt à un état du sol en profondeur (resp. en surface) dans l'ouvrage.

Pour caractériser la résistance au cisaillement au niveau de l'interface, seule la composante frottante du palier plastique a été retenue. Cela revient à négliger, à long terme, l'effet de la cohésion entre le sol de remblai et l'armature. En ce qui concerne le frottement, on considère que le plan de contact sol/armature présente moins d'accroches résiduelles qu'au niveau d'un contact sol/sol. A l'interface, l'angle de frottement est estimé en ne considérant qu'une fraction de l'angle de frottement interne du sol de remblais, ce qui conduit à $\varphi_i = 27$ degrés :

$$\tan \varphi_i = 0,7 \times \tan \varphi_{\text{sol}} \quad (3)$$

Le dernier paramètre à définir, pour caractériser le comportement des câbles et de leur interaction avec le sol, est la raideur de cisaillement d'interface k_i . Ne disposant pas de données nécessaires à l'estimation précise de ce coefficient, on a fait l'hypothèse qu'au niveau de l'armature la plus contrainte par le sol (soumis à l'effort de cisaillement résistant le plus important), le maximum de l'effort de cisaillement résistant F_s^{max} est mobilisé pour un déplacement, de l'armature en question, inférieur à $u_s = 5$ mm.

La raideur de cisaillement à l'interface est alors estimée à partir de :

$$k_i = \frac{F_s^{\text{max}}}{u_s} \quad (4)$$

$$\text{avec } F_s^{\text{max}} = h_{\text{max}} \times \gamma_{\text{sol}} \times \tan(\varphi_i) \times p_i \quad (5)$$

Cette approche fournit une valeur de k_i de l'ordre de 10^6 N/m². Ce paramètre est difficilement caractérisable sans essai d'extraction d'armature disponible, alors que son influence peut être importante sur le comportement mécanique des armatures notamment dans de faibles gammes de déformations.

6

Comportement du parement en béton

Le parement du mur est constitué d'écaïlles emboîtées les unes aux autres et liées par un joint ciment. Dans l'approche numérique, les écaïlles sont modélisées séparément, sans les joints, par des éléments de coque avec une interface caractérisant le contact entre le sol de remblai et les éléments du parement.

Par souci de simplification géométrique, les écaïlles cruciformes sont représentées par des éléments carrés de côté 1,5 m.

Le comportement propre des éléments de coque est décrit par une loi élastique isotrope et l'interaction sol/structure au niveau du parement, par une interface caractérisée par deux ressorts, l'un normal au plan d'interface k_n , l'autre dans le plan de cisaillement k_s , et par un palier plastique dû à une rupture en cisaillement de nature purement frottante.

De manière analogue au cas des armatures métalliques, l'angle de frottement à l'interface φ_i entre le béton lisse et le sol peut être estimé à partir de la dégradation de l'angle de frottement interne du sol (Fig. 5).

L'interaction sol/structure au niveau du parement ne semble *a priori* pas déterminante sur le comportement de l'ouvrage, ainsi les ressorts d'interface k_n et k_s sont choisis « infiniment » rigides dans le but de limiter le comportement de l'interaction à un palier plastique défini par l'angle φ_i (Tableau II).

Pour reproduire l'effet de l'enchevêtrement des écaïlles cruciformes, les déplacements suivant l'axe y (resp. axe z) des éléments positionnés l'un à côté de l'autre (resp. l'un au-dessus de l'autre) sont liés.

Au niveau du parement, les armatures métalliques sont liées aux écaïlles pour les translations, les rotations étant laissées libres.

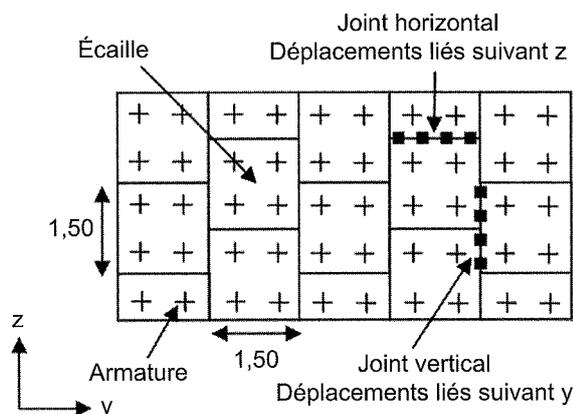
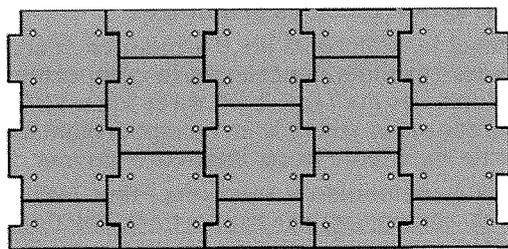


FIG. 5 Représentations schématiques des parements « réel » et « numérique ».
Schemas of « real » and « numerical » panels.

TABEAU II Paramètres définissant le comportement des écailles de parement et leur interaction avec le sol de remblai.
Parameters defining the behavior of concrete panels and their interaction with the filling materials.

Écaille de parement	Comportement propre (éléments coques)			Comportement de l'interaction sol/structure			
	Paramètres	Épaisseur e	Module d'Young E	Coefficient de Poisson ν	Ressort normal K_n	Ressort cisaillement k_s	Angle de frottement φ_i
Valeurs		0,14 m	$2,5 \cdot 10^4$ MPa	0,2	$6 \cdot 10^9$ N/m ³	$6 \cdot 10^9$ N/m ³	27 degrés

7

Initialisation des contraintes

La prise en compte de l'état initial des contraintes dans le sol, exerçant une influence importante sur la réponse de l'ouvrage aux sollicitations qu'on lui applique, constitue un des aspects essentiels de la modélisation géotechnique.

Le mur en Terre Armée expérimental a été édifié en une dizaine d'étapes pendant lesquelles le sol de remblai est mis en œuvre par couches successives de 37,5 cm d'épaisseur et compacté, et les éléments de renforcement (écailles + armatures) positionnés en phase avec le sol.

L'état de contrainte en fin de construction est le résultat de toutes les sollicitations qu'a subi le sol de remblai lors de la montée du mur. Dans un souci de simplification, la modélisation du phasage des travaux n'a pas été entreprise, mais un état de contrainte proche de celui *in situ* a cependant été recherché. Dans ce but, l'effet du compactage a été représenté en prenant en compte la surconsolidation subie par les sols à un moment de leur histoire. En première approche, un matériau de remblai compacté avec un objectif Q4, peut être considéré comme un sol surconsolidé avec une contrainte de préconsolidation σ'_p de l'ordre de 300 kPa (Boutonnier *et al.*, 2005). Les contraintes verticales sont estimées en imposant en chaque point du modèle la contrainte engendrée par le poids des terrains sus-jacents. Les contraintes horizontales sont déduites à partir d'une relation empirique pour le calcul du coefficient de pression des terres au repos K_0 pour un massif de sol horizontal, surconsolidé (Mayne et Kulhawy, 1982) :

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \sqrt{\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v_0}}} \quad (6)$$

où σ'_p est la pression de préconsolidation du sol et σ'_{v_0} la contrainte verticale effective en place.

Toutefois, pour les couches de sol ayant subi une forte surconsolidation (terrains superficiels) le calcul du coefficient K_0 est borné par le coefficient de butée des sols K_p :

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_{\text{sol}}}{2} \right) \quad (7)$$

Une fois les contraintes initialisées en prenant en compte la surconsolidation des sols mis en œuvre, l'ouvrage est amené à un état d'équilibre en relâchant progressivement le déplacement du parement : l'état « Fin de construction » est alors atteint.

8

Conditions limites

Au niveau de la base du sol de remblai, la fosse a été modélisée en partie afin de reproduire l'accroche avec le sol sans pour autant fixer les nœuds à la base du remblai et au pied du mur.

La face inférieure de la fosse est bloquée en déplacement dans les directions x , y et z .

Les faces latérales de l'ouvrage, en contact avec les bords de la fosse dans le plot expérimental, sont uniquement bloquées en déplacements suivant la direction longitudinale. La résistance en cisaillement

apportée à l'interface fosse/ouvrage, dans la direction transversale, n'est donc pas simulée.

9

Application de la surcharge

Lors de l'expérimentation, les chargements ont été appliqués sur des traverses en béton, mais ces dernières n'ont pas été représentées dans le modèle numérique. Les surcharges sont directement appliquées au niveau du ballast sous forme de contraintes sur une surface équivalente à la surface d'appui d'une traverse. La masse des traverses, estimée à $m = 500$ kg, est prise en compte comme une surcharge additionnelle.

La contrainte correspondant à la charge de 90 kN est appliquée, en tête de l'ouvrage, de manière progressive dans le but d'assurer la condition de quasi-staticité du chargement et donc du comportement de l'ouvrage. Ainsi, le chargement de 90 kN est imposé de manière incrémentale en 60 paliers, avec atteinte de l'état d'équilibre de l'ouvrage systématique.

10

Résultats

L'instrumentation mise en place sur l'ouvrage Terre Armée permet d'atteindre un certain nombre de grandeurs comme les déplacements horizontaux des écaïlles du parement, le tassement en tête de l'ouvrage, les tractions dans les différents lits d'armatures, de façon à appréhender le comportement de l'ouvrage sous la surcharge de 9 tonnes. Les résultats issus de l'expérimentation peuvent être alors comparés à ceux obtenus *via* le modèle numérique élaboré.

• Tassements et déplacements du parement

Les tassements obtenus au niveau de l'interface sous-couche/sol de remblai, à l'aplomb des traverses, et les déplacements horizontaux du parement pour une surcharge de 90 kN, ont été assez largement surévalués (Tableau III).

TABLEAU III Comparaison des valeurs de tassement et de déplacement horizontal du parement pour les approches expérimentale et numérique.

Settlements and horizontal facing displacements for both experimental and numerical approaches.

	Tassement (mm)	Déplacement parement (mm)
Expérimentation	≈ 0,1	≈ 0,01
Modélisation	≈ 0,5	≈ 0,05

Compte tenu des dimensions du mur, les déplacements observés sont très faibles, l'ouvrage est finalement peu sollicité et son comportement est par conséquent majoritairement élastique.

Le module élastique imposé a été déduit d'essais de caractérisation établis pour des gammes de déformations probablement beaucoup plus grandes. Le module d'Young à considérer pour une telle sollicitation serait probablement nettement supérieur à celui imposé pour le concours de prévisions, ce qui peut justifier en partie

les écarts importants (d'un ordre 5) entre les approches expérimentale et numérique.

• Traction dans les armatures

Parmi les différents lits d'armatures instrumentés, seuls les résultats concernant le comportement des armatures des lits 1 ($z = 3,375$ m) et 3 ($z = 1,875$ m) sont présentés par la suite ; le lit 1 (resp. 3) étant situé dans la partie supérieure (resp. inférieure) du mur.

Les incréments de tractions étant faibles (quelques % seulement) par rapport aux tractions réelles dans les armatures, l'état de fin de construction coïncide presque avec celui de fin de chargement.

Le modèle numérique présenté, caractérisé par ses paramètres mécaniques, l'initialisation des contraintes et la mise en équilibre de l'ouvrage, affiche une certaine tendance à sous-estimer les efforts de tractions dans les armatures (Fig. 6). Toutefois, l'ordre de grandeur et l'évolution des incréments de traction lors du chargement sont assez bien représentés, qu'il s'agisse de l'armature superficielle (lit 1) qui présente une zone de relâchement des tractions bien identifiée, ou de l'armature plus enfouie (lit 3) dont l'incrément est plus monotone.

11

Étude paramétrique

A posteriori, des essais d'arrachement ont été menés sur les armatures en place dans l'ouvrage (Soyez et Bourgeois, 2009). La simulation de ces essais permet par analyse inverse d'aboutir à des valeurs de raideur et de frottement d'interface (φ_{exp}) directement calées à partir de l'approche expérimentale (Tableau IV).

TABLEAU IV Modification des paramètres caractérisant l'interface armature/sol à partir de la simulation d'essais d'arrachement.

Strip/soil interface parameters estimated from pull tests.

Interface	Raideur k	Frottement φ_i (degrés)
Estimation préliminaire	10^6 N/m ²	27
Calage expérimental	4.10^6 N/m ²	64 à 81 (φ_{exp})

L'approche qui avait permis d'estimer la raideur d'interface repose sur l'analyse du déplacement apparent d_{app} d'une armature pour atteindre la résistance maximale au niveau d'une armature. Or le déplacement apparent peut être traduit par la composée du déplacement au niveau de l'interface d_i , et du déplacement d_s dû à la déformation du sol environnant.

Le fait que la raideur d'interface rend compte seulement du comportement à l'interface, explique une partie de la sous-estimation de ce paramètre en première approche.

Initialement, seul le frottement résiduel ($\tan \varphi_i = 0,7 \times \tan \varphi_{sol}$) à l'interface armature/sol a été modélisé. Or les angles de frottement nécessaires pour simuler les essais d'arrachement ont été nettement supérieurs à celui estimé en première approche.

Le phénomène de dilatance empêchée, essentiellement concentré à proximité de l'armature, s'avère com-

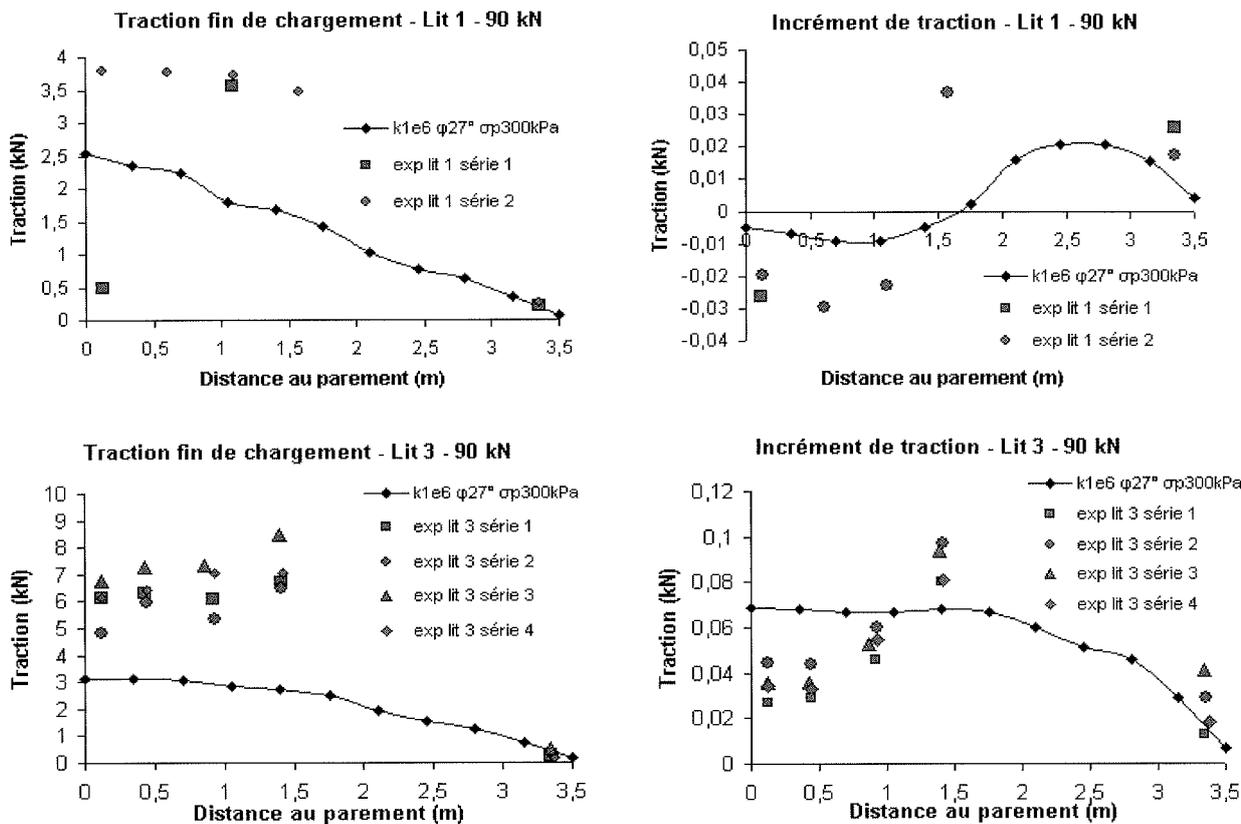


FIG. 6 Efforts de traction dans les armatures des lits 1 et 3 et comparaison avec les résultats expérimentaux. Tensile forces at the strip levels 1 and 3, and comparison with experimental results.

plexe à modéliser localement. Un angle de frottement apparent, englobant le frottement résiduel, phénomène de dilatance empêché et éventuellement une cohésion, est finalement calé à partir des essais d'arrachement.

Les valeurs données dans Abdelouhab *et al.* (2007), issues d'essais d'arrachement en laboratoire, sont sensiblement inférieures à celles calées expérimentalement. Cependant, pour l'étude du mur en Terre Armée, le compactage des couches engendre un état surconsolidé du sol qui a pour effet d'augmenter significativement le phénomène de dilatance empêchée.

Pour appréhender au mieux le comportement de ce type de mur de soutènement, le calage des paramètres caractérisant l'interface armature/sol, et l'estimation des contraintes initiales dans le sol et les armatures, apparaissent comme des enjeux primordiaux de la modélisation numérique. Leur influence a été mise en évidence lors d'une étude paramétrique dont les valeurs de références pour les armatures sont celles déterminées ci-dessus et l'initialisation des contraintes dans l'ouvrage est menée avec une contrainte de consolidation inférieure à celle déterminée dans le calcul initial (Tableau V).

TABLEAU V Récapitulatif des valeurs de référence pour chaque paramètre faisant l'objet d'une étude paramétrique.

Reference parameters used for parametric calculations.

Étude paramétrique	Raideur k_i	Frottement φ_i	Contrainte de consolidation σ_p
Référence	4.10^6 N/m^2	φ_{exp}	150 kPa

Les graphes de la figure 7 montrent une forte influence de la valeur de l'angle de frottement d'interface pour l'armature du lit 1 tandis qu'elle est quasiment inexistante pour l'ensemble des autres lits d'armature. En effet, pour un frottement apparent faible ($\varphi_i = 27$ degrés) les armatures supérieures (lit 1) sont les seules à voir leur interface plastifier. Toutes les autres interfaces restent dans leur domaine élastique. Ce constat vient justifier la forte dépendance des résultats à la raideur d'interface k_i (Fig. 8). Ce paramètre caractérisant le domaine élastique de l'interface est difficile à approcher sans résultat d'essais d'arrachement pour se caler, mais ses variations engendrent des écarts importants sur les résultats, notamment pour de faibles sollicitations de l'ouvrage.

L'initialisation des contraintes, en tenant compte du compactage comme un état surconsolidé du sol de remblai, permet d'atteindre des contraintes horizontales plus élevées et des sollicitations des armatures plus importantes que la seule mise en équilibre statique de l'ouvrage ne le permettrait.

Les résultats présentés sur la figure 9 montrent des écarts importants sur les tractions en fonction des contraintes induites initialement dans le sol de remblai. La connaissance de l'état initial de l'ensemble sol + renforcement semble être primordiale pour le calcul du comportement de la structure sous chargement.

En pratique, la simple génération de surcontraintes dans l'ouvrage permet seulement d'aboutir à une approximation de l'état de la structure en fin de construction. Idéalement, il serait envisagé de modéliser l'ensemble du phasage de construction, en prenant des lois de comportement capable de prendre en compte la consolidation des sols sous compactage.

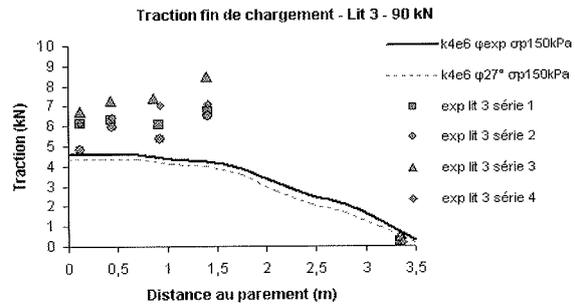
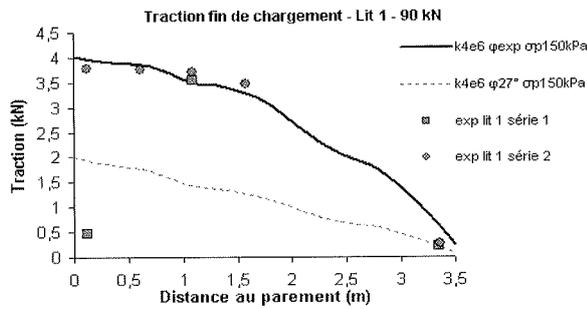


FIG. 7 Influence du frottement d'interface sur les efforts de traction des lits 1 et 3.
Interface friction influence on tensile forces at the strip levels 1 and 3.

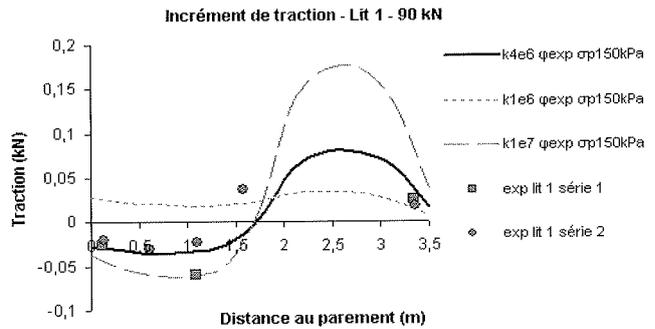
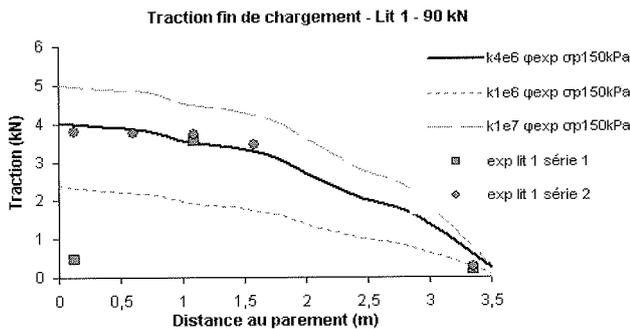


FIG. 8 Influence de la raideur d'interface sur les efforts de traction du lit 1.
Interface stiffness influence on tensile forces at the strip level 1.

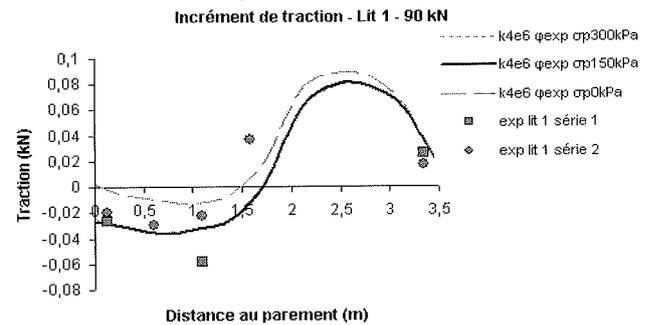
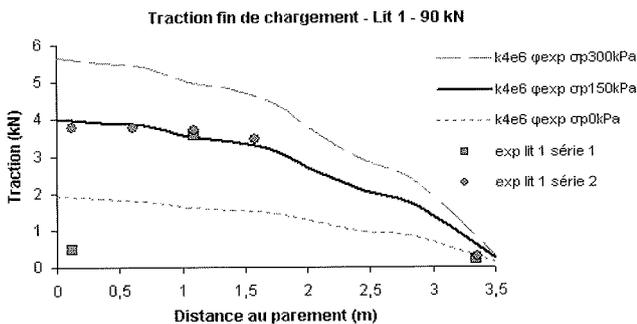


FIG. 9 Influence de la contrainte de préconsolidation des sols lors de leur mise en place, sur les tractions du lit 1.
Influence of preconsolidation stress, affected during the stress initialisation, on tensile forces at the strip level 1.

Conclusion

Le concours de prévisions organisé sur l'étude d'un mur en Terre Armée a représenté une opportunité intéressante de confronter le comportement de l'ouvrage réel avec celui prédit par des approches numériques.

Les modèles 3D, avec la modélisation de chaque élément de renforcement (armature + écaillles) et de leur interaction avec le sol environnant, permettent d'accéder à une estimation plutôt réaliste du comportement, à condition de disposer des caractéristiques des matériaux correspondant aux gammes de sollicitation

de l'ouvrage, et d'un certain nombre d'essais (arrachement par exemple) pour ajuster le calage des paramètres mécaniques.

En un sens, une des plus grandes difficultés de la modélisation numérique réside en la mise en place d'une procédure permettant d'aboutir fidèlement à l'état mécanique de l'ouvrage en fin de construction.

La sollicitation appliquée s'étant finalement avérée être faible devant la résistance mécanique de l'ouvrage, le comportement de l'ouvrage et de ses composants est en grande majorité élastique. Sortir de ce domaine, *via* des chargements plus importants, aurait pu permettre de confronter le calage des paramètres dans le domaine plastique.

Bibliographie

- Abdelouhab A., Dias D., Bouredeau Y., Freitag N. – Soil/reinforcement interface characterization using three-dimensional physical modelling. *The 5th International Symposium on Earth Reinforcement « IS Kyushu 2007 »*, Fukuoka, Japan, 2007.
- AFNOR – *Renforcements des sols. Ouvrage en sols rapportés renforcés par armatures ou nappes peu extensibles*. Norme française NF P 94-220-0, 1998.
- Bolton M.D. – The strength and dilatancy of sands. *Geotechnique* 36 (1), 1986, p. 65-78.
- Boutonnier L., Guerpillon Y., Flavigny E., Barnichon J.D. – Réutilisation des matériaux de dépôts anciens en remblai. *TREMTI* (Traitement et Retraitement des Matériaux pour Travaux d'Infrastructures), 2^e Symposium international, Paris, 2005.
- Ingold T.S. – Lateral earth pressures induced by compaction. *International conference on compaction*, Paris 22-23-24 avril 1980, volume I, Éditions Anciens ENPC, p. 145-150.
- Itasca consulting group 2006. *FLAC3D 3.1 Structural Elements*.
- Mayne P.W., Kulhawy F.H. – K₀-OCR relationships in soils. *ASCE, Journal of geotechnical engineering division*, vol. 12, 1, 1982, p. 142-146.
- Mestat P. – État de contraintes initiales dans les sols et calcul par éléments finis. *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*, 215, mai-juin 1998, p. 15-32.
- Soyez L., Bourgeois E. – Étude du comportement d'un mur en Terre Armée : rôle de l'interface sol/armature dans la modélisation, *Revue française de géotechnique*, n° 129, 2009.

Modélisation numérique tridimensionnelle de murs en Terre Armée. Confrontation à une modélisation physique en vraie grandeur

D. DIAS

A. ABDELOUHAB

Laboratoire de Génie civil
et d'Ingénierie
environnementale (LGCIE)
INSA Lyon
Site Coulomb 3
20, av. A.-Einstein
69621 Villeurbanne Cedex
daniel.dias@insa-lyon.fr
abdelkader.abdelouhab
@insa-lyon.fr

Résumé

Les ouvrages en Terre Armée constituent, par la géométrie des éléments de renforcement, leur disposition ainsi que la procédure de réalisation, un problème d'interaction sol/structure de nature tridimensionnelle. L'approche proposée consiste en une modélisation tridimensionnelle d'un mur instrumenté. Les paramètres de la loi d'interaction sol/armature sont déduits d'essais d'extractions et sont introduits dans les simulations. La modélisation est confrontée aux résultats expérimentaux.

Mots-clés : renforcement de sol, armatures métalliques, modélisation numérique, différences finies, modélisation physique.

Three-dimensional numerical modelling of Reinforced Earth walls. Comparison to a full scale physical modelling

Abstract

Reinforced Earth walls are, by the geometry and the position of the reinforcements, and the set-up process, by definition a three dimensional interaction soil/structure problem. The proposed approach consists of a three-dimensional modelling of an instrumented wall. The parameters of the soil/reinforcement interaction are deduced from pullout tests and are introduced in the simulations. Numerical modelling is then compared with experimental results.

Key words: soil improvement, metallic strips, numerical modelling, finite difference method, physical model.

NDLR : Les discussions sur
cet article sont acceptées
jusqu'au 01/06/2010.

Introduction

La Terre Armée est un matériau composite formé par l'association de sol et d'armatures métalliques ou synthétiques susceptibles de supporter des efforts de traction importants. Les armatures tendues confèrent alors au massif une cohésion anisotrope dans la direction du renforcement. La présence des armatures améliore ainsi les propriétés mécaniques globales du sol. L'adhérence entre le sol et le renforcement étant un des phénomènes importants au sein du massif.

Le comportement des massifs renforcés par inclusion linéique est donc complexe et nécessite la prise en compte des transferts d'efforts à l'interface sol/inclusions.

Les approches de type calcul à la rupture (Yoo et Jung, 2006 ; Quang *et al.*, 2008) visent à déterminer l'équilibre du massif, mais ne permettent pas d'évaluer son état de déformations. La modélisation en déformations (Hatami et Bathurst, 2006 ; Bergado et Teerawattanasuk, 2007 ; Yoo et Kim, 2008) prend en compte divers éléments : le sol, les inclusions et leurs liaisons et est la seule à permettre le suivi d'un mur renforcé au cours du chargement.

Les études numériques bidimensionnelles et tridimensionnelles basées sur les méthodes d'éléments finis ou des différences finies (Ho et Rowe, 1994 ; Hatami et Bathurst, 2006 ; Bergado et Teerawattanasuk, 2007) permettent, plus facilement que les modèles expérimentaux, d'étudier l'influence de plusieurs paramètres. Cependant, la plupart des paramètres utilisés dans les modèles numériques sont déduits, d'une manière directe ou souvent après une étude paramétrique (Hatami et Bathurst, 2006), des expérimentations en vraie grandeur ou à partir de modèles réduits. Ces deux domaines (expérimental et numérique) sont donc très complémentaires.

Les ouvrages en Terre Armée constituent, par la géométrie des éléments de renforcement, leur disposition ainsi que la procédure de réalisation, un problème tridimensionnel. Une modélisation tridimensionnelle permet donc une modélisation plus réaliste de plusieurs paramètres : la géométrie des éléments, les différentes interfaces, l'influence de la distance horizontale

entre les armatures (Sellali-Haraigue, 1999 ; Bergado *et al.*, 2007).

Néanmoins, les problèmes tridimensionnels présentent l'inconvénient d'être, d'une part, généralement très longs et très coûteux à traiter et, d'autre part, complexes à modéliser. C'est pourquoi la modélisation de ce type d'ouvrage a été le plus souvent, jusqu'à présent, ramenée à l'étude d'un problème bidimensionnel en déformations planes.

Dans cet article, on présente une modélisation tridimensionnelle d'un mur instrumenté. Chacun des constituants est simulé de manière individuelle et les interactions entre chacun des composants sont prises en compte. Les paramètres de la loi d'interaction sol/armature sont déduits d'essais d'extractions et introduits dans les simulations (Abdelouhab *et al.*, 2007 ; Abdelouhab *et al.*, 2009). Les apports et les limites des modélisations sont évalués par comparaison aux résultats du modèle expérimental.

Modèle numérique adopté

Le modèle numérique mis en œuvre pour simuler le modèle physique (Soyez, 2009) a été développé à l'aide du logiciel Flac3D et est composé d'environ 110 000 zones.

Les dimensions du mur expérimental ont été respectées et suivent celles présentées sur la figure 1, seule la largeur du mur a été modifiée et portée à 8,88 m afin de prendre en compte cinq écailles complètes de béton et deux demies sur les faces latérale (Fig. 2).

Le mur est posé sur un substratum considéré comme infiniment rigide (nœuds bloqués dans toutes les directions). Un contact frottant de type frottement de Coulomb entre ce substratum et le massif de sol support a été mis en œuvre. Le modèle numérique est présenté sur la figure 3. Les conditions aux limites sur les faces latérales sont des blocages en déplacements suivant la normale à la face (déplacements libres dans les directions Y et Z).

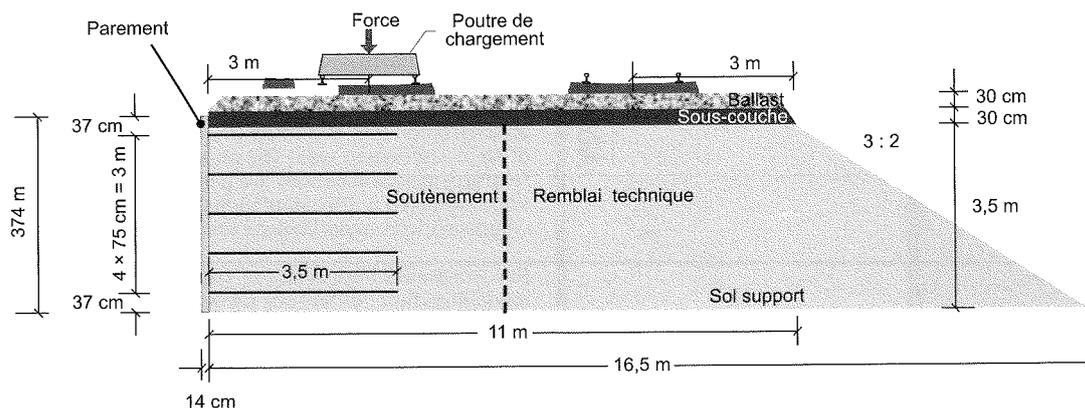


FIG. 1 Coupe longitudinale de l'ouvrage (Soyez, 2009).
Longitudinal section of the structure (Soyez, 2009).

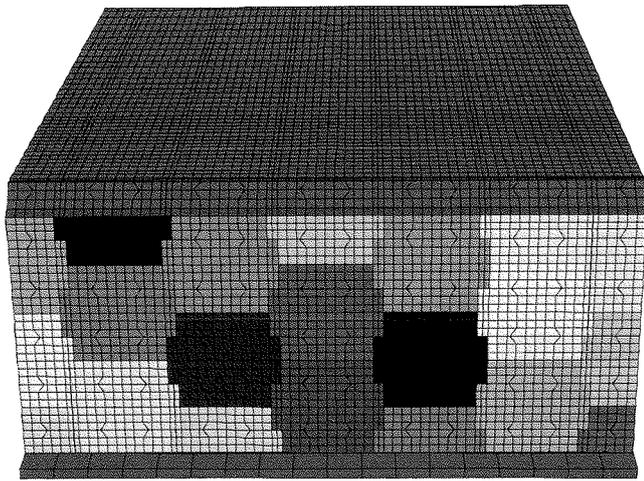


FIG. 2 Vue de face du mur.
Front view of the wall.

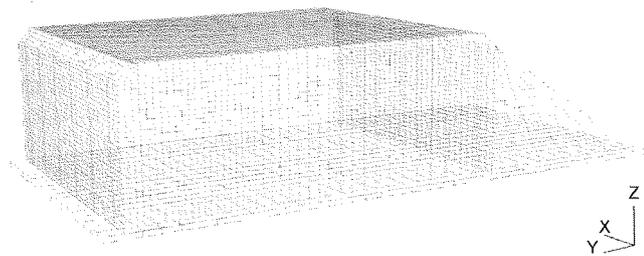


FIG. 3 Modèle numérique (Flac3D).
Numerical model (Flac3D).

3

Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

3.1

Sols en place

Les caractéristiques sont récapitulées dans le tableau I. Concernant la sous-couche et le remblai, elles proviennent d'essais de caractérisation des matériaux et d'essais *in situ*.

Le substratum est pris en compte par un modèle élastique linéaire, les autres sols par un modèle élastique linéaire parfaitement plastique avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb.

3.2

Écailles de béton

Les écailles de béton (Fig. 4) sont prises en compte par des éléments structuraux de type « liner ». Ces élé-

ments se comportent de manière élastique linéaire ($E = 10 \text{ GPa}$; $\nu = 0,2$; épaisseur de $0,15 \text{ m}$) et sont capables de simuler tous les types d'effort (compression, traction et flexion). Ces éléments prennent en compte un frottement de type Coulomb. La liaison entre deux écailles est un blocage en déplacements dans les trois directions.

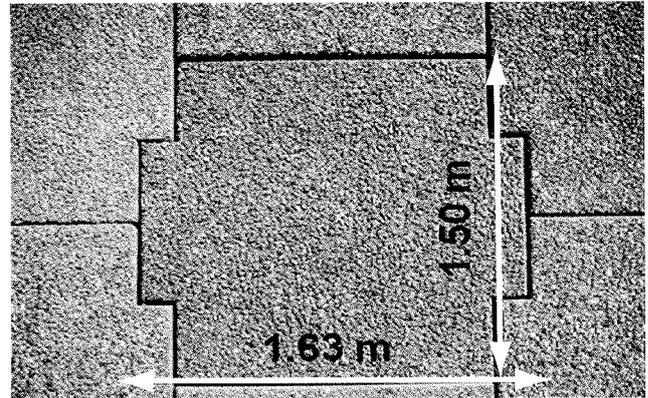


FIG. 4 Détail d'une écaille de béton.
Detail of the concrete panel.

3.3

Armatures métalliques

Les armatures métalliques sont prises en compte par des éléments structuraux de type « geogrid ». Ces éléments se comportent de manière élastique linéaire ($E = 210 \text{ GPa}$; $\nu = 0,2$; épaisseur de $0,005 \text{ m}$, largeur de $0,045 \text{ m}$) et peuvent rendre compte de tous les types d'effort (compression, traction et flexion). Ces éléments ont la particularité d'être frottants sur leurs deux faces. La liaison avec les écailles est bloquée en déplacements dans les trois directions mais libre en rotation. Le tableau II résume leurs caractéristiques ; celles-ci proviennent de l'analyse d'essais d'extraction (Abdelouhab, 2009 ; NF P 94 220).

Le coefficient de frottement apparent f^* varie avec la profondeur (z) du mur :

$$0 < z < 6 \text{ m}$$

$$f^*_{(z,x)} = f_0^* \frac{(\sigma_{v0} - \sigma_{(z,x)})}{\sigma_{v0}} + f_1^* \frac{\sigma_{(z,x)}}{\sigma_{v0}} \quad (1)$$

$$f_0^* = 1,2 + \text{Log } C_u \quad (2)$$

La valeur utilisée en général dans les calculs ($f_0^* = 1,5$) correspond au coefficient d'uniformité $C_u = 2$.

$$\sigma_{v0} = 120 \text{ kPa} \quad (3)$$

$$f_1^* = \tan \varphi_{sol}$$

TABLEAU I Caractéristiques des sols.
Soil properties.

	Poids volumique γ (kN/m^3)	Module d'Young E (MPa)	Coefficient de Poisson ν	Cohésion c (kPa)	Angle de frottement φ (degrés)
Ballast	17	150	0,2	—	—
Sous-couche	23,3	90	0,3	10	36
Remblai	20,8	50	0,3	10	36

TABEAU II Caractéristiques de l'interface sol/armature.
Parameters for the soil-reinforcement interface.

Niveau des armatures	Cote (m)	Coefficient de frottement apparent maximum sol/armature f^*	Raideur à l'interface sol/armature k (MPa/m)	Cohésion sol/armature c (kPa)
5 (base)	3,75	1		
4	3	1,1	32	0
3	2,25	1,2		
2	1,5	1,3		
1 (haut)	0,75	1,4		

$z > 6$ m

$$f^*_{(z,x)} = f^*_1 \quad (4)$$

La raideur en cisaillement à l'interface sol/armature (k) dépend de la contrainte de confinement et varie avec la profondeur. Dans cette étude, une raideur moyenne est prise en compte dans les calculs :

$$k = \frac{\tau_{\max}}{U^*} \quad (5)$$

où U^* est le déplacement relatif sol/structure à τ_{\max} et $\tau_{\max} = \sigma_{v0} f^*$.

La figure 5 présente un zoom du modèle numérique mis en œuvre autour d'une armature. On note que les dimensions de l'armature sont respectées avec toutefois une légère distorsion locale du maillage autour de l'armature.

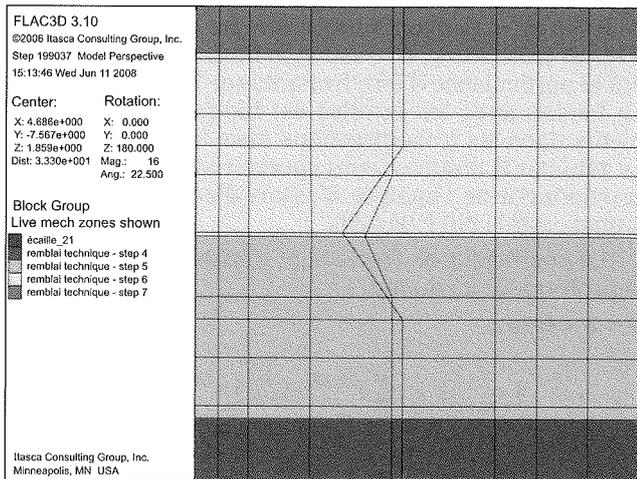


FIG. 5 Détail du maillage autour d'une armature.
Detail of the mesh around the reinforcement strip.

4

Phasage de réalisation du mur

Le mur est réalisé en douze phases résumées dans le tableau III. Deux niveaux et demi d'écaillés et cinq niveaux d'armatures sont mis en place. Deux phases de chargement ont ensuite été simulées :

- mise en place de la traverse n° 1, chargement de 30, 60 puis 90 kN ;
- mise en place de la traverse n° 2, chargement de 30, 60 puis 90 kN.

5

Résultats

5.1

Réalisation du mur

La figure 6 présente le déplacement horizontal des écaillés en partie centrale du mur et sur la hauteur du mur. La déformation maximale est localisée à une hauteur de $H_r = 1,125$ m au dessus du substratum. La zone où les déformations sont observées s'étend de $H_r = 1$ m à $H_r = 2,5$ m. Les mesures expérimentales relatives à la réalisation n'étant pas disponibles, la confrontation en termes de déplacements n'a pas été effectuée.

La figure 7 présente les efforts dans les armatures pour une hauteur de massif égale à 4,115 m (phase finale de réalisation du massif renforcé). Les efforts positifs sont des efforts de traction.

Le premier niveau d'armatures n'atteint pas de palier d'effort, la traction maximale est placée en tête et correspond à une valeur de 3 700 N. Ce niveau n'est pas le lieu des déformations les plus importantes, mais il se charge au fur et à mesure des phases de réalisation du massif.

Il est intéressant de noter que les niveaux 2, 3 et 4 se comportent de la même manière. La zone de chargement des armatures est de 2 m de longueur. Pour les niveaux 2 et 3, la traction maximale obtenue est de l'ordre de 6 300 N. Ce résultat est en accord avec celui de la figure 6. En effet, le déplacement horizontal maximal est au-dessus de la hauteur du premier niveau d'armatures. On note toutefois que les armatures sont peu chargées par rapport à leur résistance à la traction. Ce résultat est essentiellement lié à la cohésion de 10 kPa du massif en place. Ce type d'armature est sur site réel couramment mis en place dans des massifs granulaires, les efforts développés sont dès lors plus importants.

La traction maximale au sein du niveau 4 est moins importante et est de l'ordre de 4 800 N. Ce résultat est également en bonne concordance avec une valeur plus faible du déplacement horizontal que pour les niveaux 2 et 3.

Le dernier niveau d'armatures est le moins chargé ; un effort de traction de 2 400 N est atteint.

La figure 8 présente la confrontation entre les résultats obtenus par le modèle physique et la modélisation numérique pour les efforts dans les armatures. Les résultats du modèle physique représentent ici la moyenne des efforts observés sur plusieurs armatures au même niveau.

TABLEAU III Phasage de réalisation.
Sequence of construction.

N° de phasage	Hauteur des Écailles de béton (en m)	Hauteur du massif de sol	Armatures
1	Niveau 2 : 0,75 m	0,375	
2		0,75	Niveau 1
3	Niveau 2 : 1,5 m	1,125	
4		1,5	Niveau 2
5	Niveau 3 : 2,25 m	1,875	
6		2,25	Niveau 3
7	Niveau 4 : 3 m	2,625	
8		3	Niveau 4
9	Niveau 5 : 3,815 m	3,375	
10		3,515	Niveau 5
11		3,815	
12		4,115	

La confrontation ne peut être effectuée en termes de zone de chargement ; en effet, seule une mesure expérimentale est disponible en queue d'armature. Si l'on s'intéresse à cette mesure, les écarts entre la modélisation et le modèle physique sont importants (de l'ordre de 100 %), mais pour des chargements faibles et donc peu significatifs.

La confrontation se limite à la traction moyenne par niveau d'armature. On note une bonne concordance entre les résultats du modèle physique et du modèle numérique du point de vue de l'ordre de grandeur du chargement des différents niveaux d'armatures.

Les efforts de traction moyens sur la zone allant de 0 à 1,5 m à l'arrière des écailles sont regroupés dans le tableau IV. On note un écart faible avec un maximum de 13 %. Toutefois, le modèle numérique ne permet pas de localiser le niveau des armatures le plus chargé. Le modèle physique indique le niveau 3 alors que le modèle numérique indique le numéro 2.

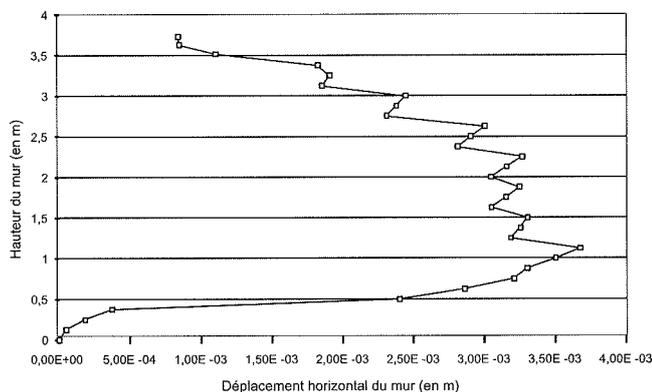


FIG. 6 Déplacement horizontal des écailles (au centre du mur).
Horizontal displacement of the panels (at the wall center).

5.2

Influence du chargement des traverses sur le mur

Suite à la réalisation du massif, les déplacements sont annulés et la phase 12 est considérée comme la nouvelle phase initiale. Les résultats présentés dans

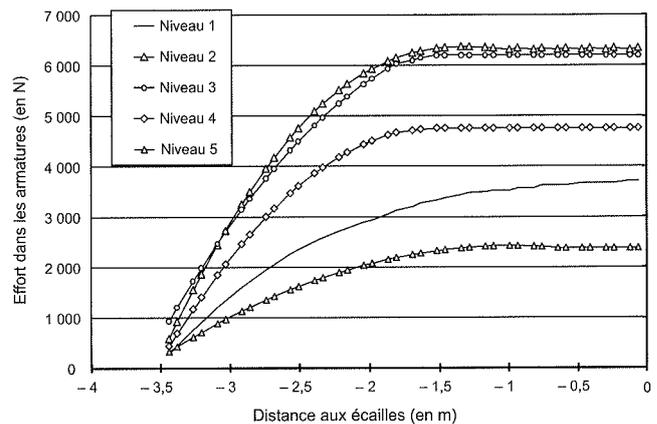


FIG. 7 Efforts dans les armatures (hauteur du massif de 4 115 m).
Tensile loads in the metallic strips (wall height : 4,115 m).

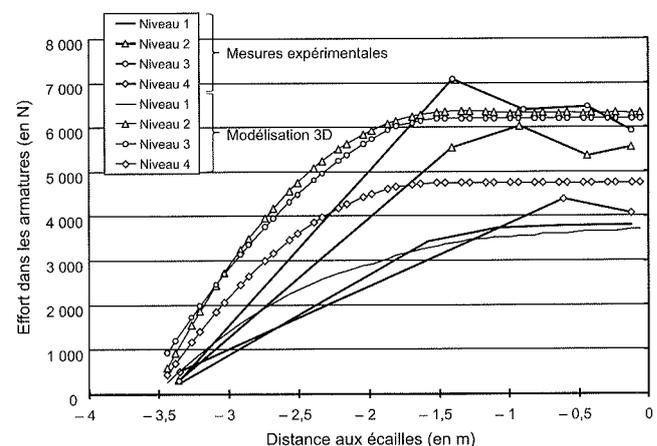


FIG. 8 Confrontation calculs / mesures pour les efforts dans les armatures (hauteur du massif de 4 115 m).
Experimental/Numerical comparison of the tensile loads in the strips (wall height : 4,115 m).

cette partie sont les incréments de déplacement horizontal ou d'effort dans les armatures entre la mise en place de la traverse n° 1 et le chargement de cette même traverse à 90 kN.

La figure 9 présente les déplacements horizontaux des écailles pour le modèle physique et le modèle numérique. On note une différence importante en

TABEAU VI

Confrontation des efforts de traction moyens entre le modèle physique et la modélisation numérique.

Comparison between computed and measured tensile loads.

Niveau	Effort de traction (en N)		Écart (en %)
	Physique	Numérique	
1	3 777	3 579	5
2	5 624	6 336	- 13
3	6 468	6 202	4
4	4 229	4 755	- 12

terme de comportement, le modèle numérique prédisant des déplacements horizontaux jusqu'à 60 fois plus importants que le modèle physique en tête de mur.

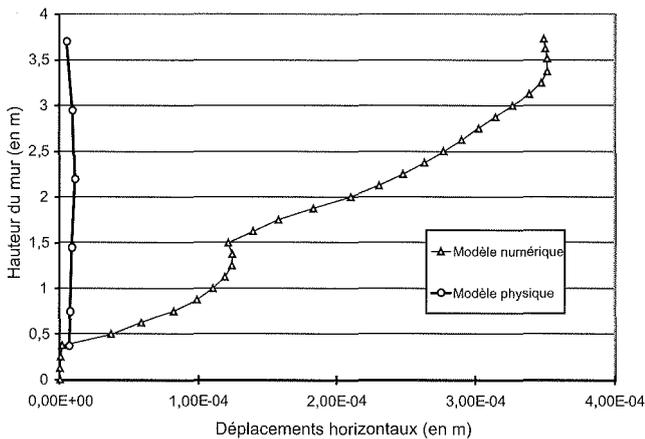


FIG. 9 Confrontation calculs : mesures pour le déplacement horizontal de la paroi du mur.
Experimental/numerical comparison of the horizontal displacement of the facing wall.

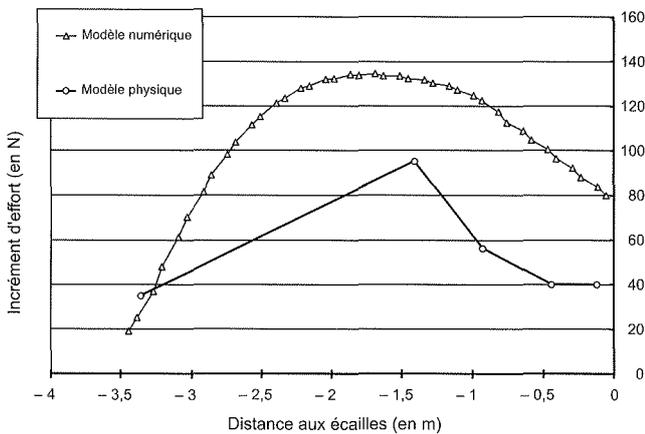


FIG. 10 Incrément d'effort entre la pose de la traverse et le chargement de 90 kN (niveau 4).
Load increments from the set up of the beam to the 90 kN loading (level 4).

La figure 10 présente l'incrément d'effort entre la pose de la traverse et le chargement de 90 kN pour le niveau 3 des armatures. On constate une concordance entre les résultats obtenus par les deux modèles avec toutefois des écarts de 40 %. La confrontation avec les niveaux 2 et 4 conduit à des résultats similaires et des écarts pouvant atteindre 100% pour certains points de mesure.

Compte tenu du niveau de déformation du mur, il aurait été nécessaire d'utiliser un modèle de comportement capable de prendre en compte des modules en petites déformations (Hejazi, 2008). L'utilisation d'un tel modèle aurait permis de s'approcher des résultats expérimentaux (réduction des incréments de déplacements horizontaux et diminution des incréments d'effort).

Une autre explication aux écarts obtenus pourrait être le frottement sur les faces latérales du modèle physique qui n'a pas été pris en compte dans la modélisation numérique. Des modélisations complémentaires ont montré que l'introduction d'un frottement (identique au frottement du sol) induisait une réduction des déplacements horizontaux. Toutefois cette hypothèse est remise en cause par le fait que, lors de la réalisation du mur, la réduction des efforts de traction dans les inclusions est de l'ordre de 50 % et ne correspond plus aux mesures effectuées.

6 Conclusion

Une modélisation tridimensionnelle d'un mur en Terre Armée a été présentée. Cette simulation numérique prend en compte de manière explicite les différentes interactions sol/structure présentes dans ce type d'ouvrage.

Le déplacement horizontal maximal est situé à environ 1 m au-dessus du substratum et les armatures les plus chargées sont situées au-dessus de ce niveau et sur encore environ 1,5 m.

La confrontation de la simulation numérique de la construction du mur avec les résultats expérimentaux a montré que les efforts dans les armatures sont correctement simulés (écart de 13 %). L'adéquation des résultats obtenus valide partiellement le processus de simulation mis en œuvre. En effet, la modélisation numérique n'a pu être validée complètement, car la mesure des déplacements horizontaux du mur n'était pas disponible.

L'analyse des incréments de déplacement et d'efforts (entre la mise en place de la traverse n° 1 et le chargement de cette même traverse de 90 kN) a mis en évidence des différences importantes. La simulation numérique surestime fortement les incréments de déplacements horizontaux et les efforts de traction. Ces écarts peuvent être expliqués par la mise en œuvre d'un modèle de comportement trop simple pour l'étude considérée.

Bibliographie

- Abdelouhab A., Dias D., Freitag N. – Reinforced earth walls : reinforced segmental retaining walls : physical and analytical modelling of geosynthetic pull-out behaviour. *Geotextiles and Geomembranes*, 2009.
- Abdelouhab A., Dias D., Freitag N., Bourdeau Y. – Soil/Reinforcement interface characterization using three-dimensional physical modeling. *The 5th International Symposium on Earth Reinforcement « IS Kyushu 2007 »*, Fukuoka, Japan, 2007.
- Bergado D.T., Teerawattanasuk C. – 2D and 3D numerical simulations of reinforced embankments on soft ground. *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 26, Issue 1, 2007, p. 39-55.
- Hatami K., Bathurst R.J. – Numerical Model for Reinforced Soil Segmental Walls under Surcharge Loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 132 (6), 2006, p. 673-683.
- Hejazi Y., Dias D., Kastner R. – Impact of constitutive models on the numerical analysis of underground constructions. *Acta Geotechnica*, 3, n° 4, 2008, p. 251-258.
- Ho S.K., Rowe R.K. – Prediction behavior of two centrifugal model soil walls. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE* 120 (10), 1994, p. 1845-1873.
- Norme française NF P 94-220. Renforcement des sols. Ouvrages en sol rapporté renforcé par armatures ou nappes peu extensibles et souples. Dimensionnement. AFNOR, 1998.
- Quang T.S., Ghazi H., de Buhan P. – Modélisation multiphasique appliquée à l'analyse de stabilité d'ouvrages en sols renforcés avec prise en compte d'une condition d'adhérence sol-armatures. *Studia Geotechnica et Mechanica*, vol. XXX, n° 1-2, 2008.
- Sellali-Haraigue N. – *Modélisation des contacts dans le calcul tridimensionnel des ouvrages géotechniques*. Thèse de doctorat en géotechnique, ENPC, 1999.
- Soyez L., Le Kouby A. – Concours de prévision du comportement d'un mur en Terre Armée en vraie grandeur. *Revue française de géotechnique*, n° 129, 2009.
- Yoo C., Kim S.B. – Performance of a two-tier geosynthetic reinforced segmental retaining wall under a surcharge load : Full-scale load test and 3D finite element analysis. *Geotextiles and Geomembranes*, 26 (6), 2008, p. 460-472.
- Yoo C., Jung H.Y. – Case history of geosynthetic reinforced segmental retaining wall failure. *J. Geotech. and Geoenviron. Engrg.* 132, 2006, p. 1538.

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
LCPC
58 boulevard Lefebvre
75735 Paris CEDEX 15

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 *notes techniques*, une dizaine de pages.

La **première page** comprendra le titre en français et en *anglais*, les noms, prénoms, organismes, adresses, 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 da Gama. *Revue française de géotechnique*, n° 87, 1999, p. 27-33.

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