

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).

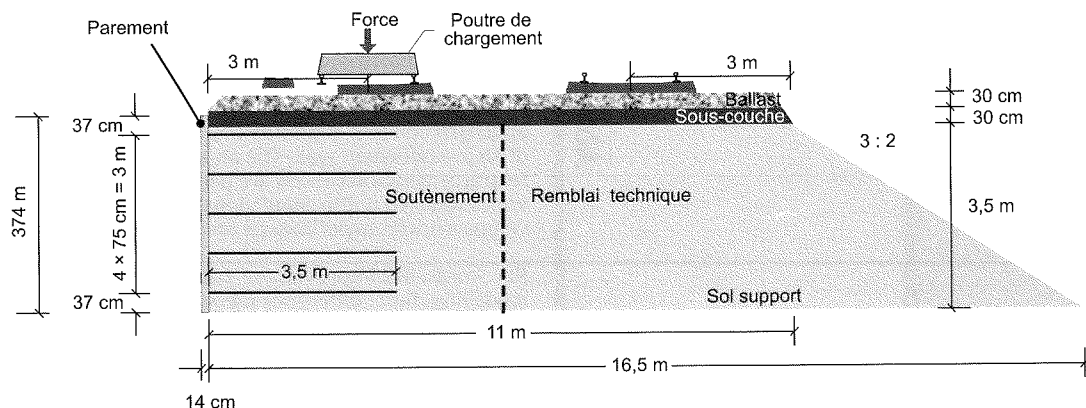


FIG. 1 Coupe longitudinale de l'ouvrage (Soyez, 2009).
Longitudinal section of the structure (Soyez, 2009).

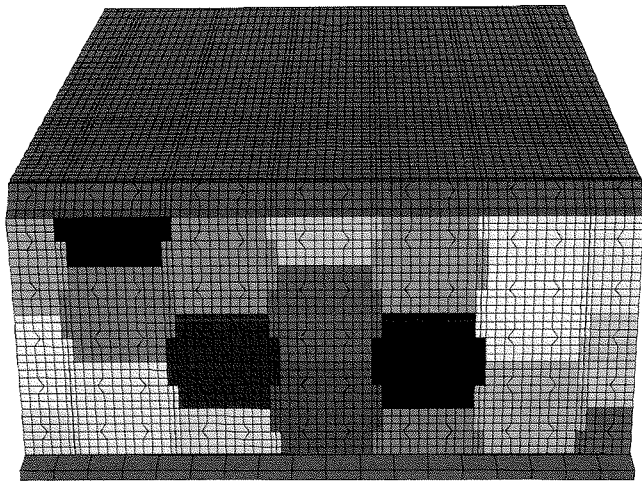


FIG. 2 Vue de face du mur.
Front view of the wall.

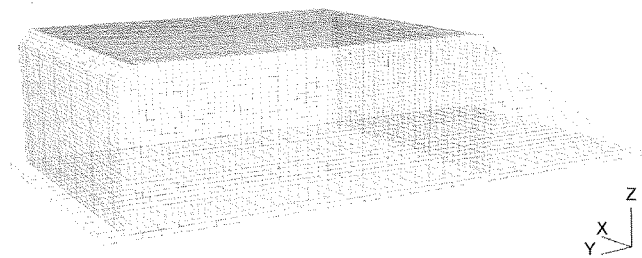


FIG. 3 Modèle numérique (Flac3D).
Numerical model (Flac3D).

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 structurels 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.

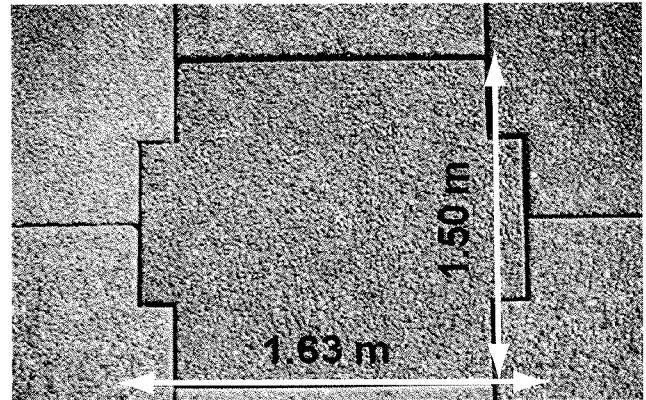


FIG. 4 Détail d'une écaille de béton.
Detail of the concrete panel.

3.3

Armatures métalliques

Les armatures métalliques sont prises en compte par des éléments structurels 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.

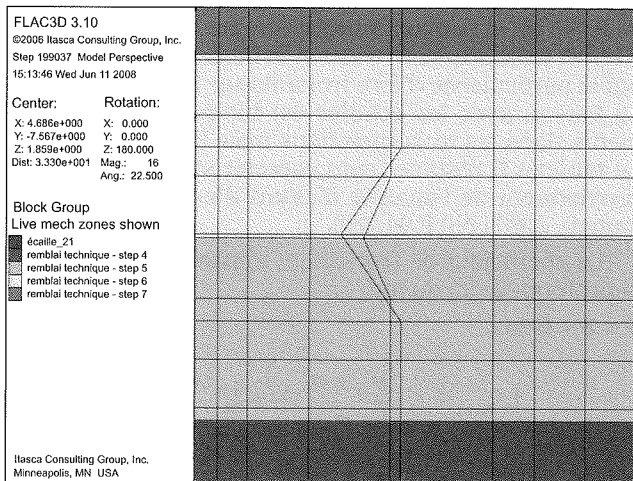


FIG. 5 Détail du maillage autour d'une armature.
Detail of the mesh around the reinforcement strip.

4

Phasage de réalisation du mur

Le mur est réalisé en douze phases résumées dans le tableau III. Deux niveaux et demi d'écaillies 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 écaillies 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.

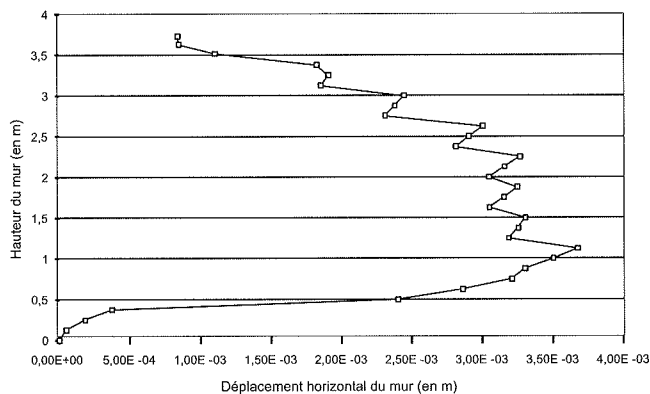


FIG. 6 Déplacement horizontal des écailles (au centre du mur).
Horizontal displacement of the panels (at the wall center).

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

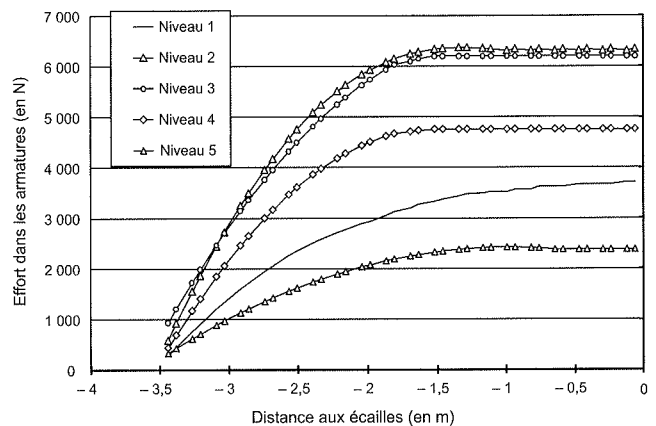


FIG. 7 Efforts dans les armatures (hauteur du massif de 4 115 m).
Tensile loads in the metallic strips (wall height : 4,115 m).

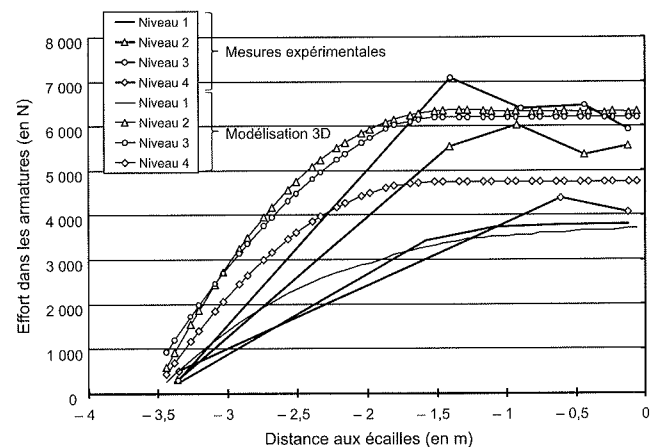


FIG. 8 Confrontation calculs / mesures pour les efforts dans les armatures (hauteur du massif de 4 115 m).
Experimental/Numerical comparison of the tensile loads in the strips (wall height : 4,115 m).

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.

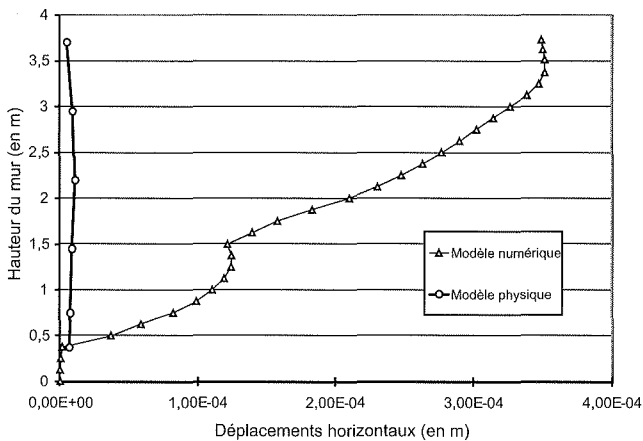


FIG. 9 Confrontation calculs : mesures pour le déplacement horizontal de la paroi du mur.
Experimental/numerical comparison of the horizontal displacement of the facing wall.

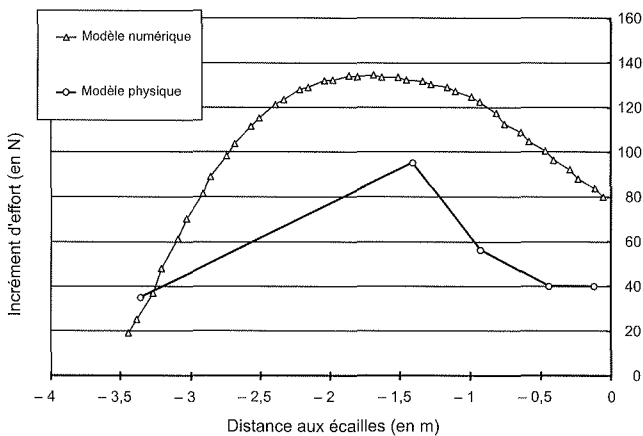


FIG. 10 Incrément d'effort entre la pose de la traverse et le chargement de 90 kN (niveau 4).
Load increments from the set up of the beam to the 90 kN loading (level 4).

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.