

Modélisation numérique tridimensionnelle d'un remblai sur sol compressible renforcé par inclusions rigides verticales

O. JENCK

Laboratoire de génie civil
Polytech' Clermont-Ferrand
(CUST)
Université Blaise-Pascal
24, av. des Landais
BP 206
63174 Aubière Cedex
orianne.jenck@
cust.univ-bpclermont.fr

D. DIAS, R. KASTNER

Laboratoire de génie civil
et d'ingénierie
de l'environnement
Institut national des sciences
appliquées de Lyon
Domaine scientifique
de la Doua
69621 Villeurbanne Cedex
daniel.dias@insa-lyon.fr,
richard.kastner@insa-lyon.fr

Résumé

Une modélisation numérique en différences finies d'un remblai édifié sur sol compressible renforcé par inclusions rigides verticales est proposée. Dans ce type d'ouvrage, des effets de voûte se développent dans le sol granulaire constituant le remblai, entraînant un report des charges partiel vers les têtes d'inclusion ainsi que la réduction et l'homogénéisation des tassements en surface. Les inclusions, le sol compressible et le remblai sont simulés dans un modèle en milieu continu. Une cellule élémentaire représentative du réseau d'inclusions est d'abord prise en compte, puis une section courante de remblai est modélisée, afin de mettre en évidence l'aspect typiquement tridimensionnel du comportement de ce type d'ouvrage. Une dernière partie confronte les résultats numériques à des méthodes de détermination du report de charge vers les inclusions.

Mots-clés : modélisation numérique, différences finies, renforcement des sols, inclusions rigides, remblai.

Three-dimensional numerical modelling of an embankment over soft soil improved using vertical rigid piles

Abstract

This paper proposes a three-dimensional numerical modelling of an embankment over soft soil improved using vertical rigid piles. Arching occurs in the embankment fill, leading to partial load transfer onto the piles as well as surface settlement reduction and homogenisation. The piles, the soft soil and the embankment are simulated within a continuum model. A representative unit cell from the pile grid is first taken into account, then a current embankment section is simulated, in order to highlight the fully three-dimensional behaviour of this type of structure. The last part compares numerical results to design methods.

Key words : numerical modelling, finite differences, soil improvement, rigid piles, embankment.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} novembre 2007.

Introduction

La raréfaction des sols de bonne qualité nécessite l'usage de techniques de renforcement afin de construire sur des sols médiocres. Une des techniques disponible parmi un large panel est le renforcement par inclusions rigides verticales. Cette technique consiste en un réseau d'inclusions édifiées à travers la couche de sol compressible jusqu'à un substratum de meilleure portance, associé à un remblai ou un matelas constitué de sol granulaire, assurant la répartition des charges vers les inclusions. Cette technique permet de pallier le problème des tassements et de la stabilité de l'ouvrage, tout en étant de mise en œuvre rapide et sans remplacement du sol en place. Les inclusions rigides peuvent être préfabriquées ou construites *in situ*. Parmi les inclusions préfabriquées, on retrouve les pieux en bois (Holtz et Massarsch, 1976), les pieux métalliques ou les pieux en béton, mis en place par battage ou fonçage. Parmi les inclusions construites *in situ*, on retrouve essentiellement les pieux en béton forés, les pieux battus tubés et les colonnes de mélange d'un liant avec le sol. Les techniques de réalisation de ces inclusions sont décrites par Briançon (2002) et Kempfert (2003). Les domaines d'application de cette technique sont principalement les remblais routiers, autoroutiers ou ferroviaires (Alexiew et Vogel, 2002 ; Quigley, 2003 ; Wood, 2003), l'élargissement de remblais existants (Habib *et al.*, 2002), afin de minimiser les tassements différentiels entre l'ancienne et la nouvelle voie, les remblais d'accès à des ouvrages d'art (Ooi *et al.*, 1987 ; Combarieu *et al.*, 1994), lorsque les culées sont fondées sur des fondations profondes, et les dalles industrielles (Liausou et Pezot, 2001 ; Pinto *et al.*, 2005).

Des mécanismes de voûte se développent dans le remblai (Fig. 1), conséquence du tassement différentiel en base du remblai entre les inclusions rigides et le sol compressible. Il semble que les paramètres prépondérants conditionnant la formation de ces voûtes soient la géométrie (la hauteur de remblai et l'espacement entre les inclusions) ainsi que les propriétés du sol de remblai, plus particulièrement l'angle de frottement interne (Rathmayer, 1975), mais probablement aussi le module de rigidité (Briançon, 2002). Dans certains cas, un renforcement supplémentaire en base du remblai est apporté par la mise en place d'une ou plusieurs nappes de géosynthétique, contribuant au renforcement du système par effet membrane (Collin *et al.*, 2005 ; Mankbadi *et al.*, 2004) ou rigidification de la couche de transfert de charge (Guido *et al.*, 1987 ; Vega-Meyer et Shao, 2005). Le frottement qui se développe

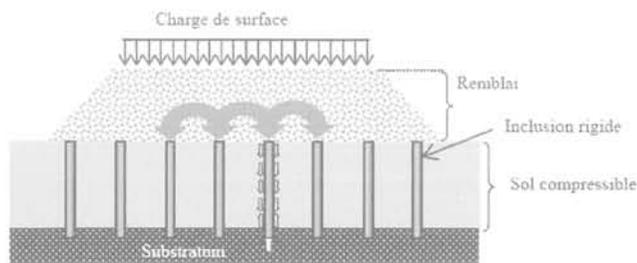


FIG. 1 Coupe schématique d'un massif renforcé et mécanismes mis en œuvre.
Sketch profile of a reinforced ground mass and involved mechanisms.

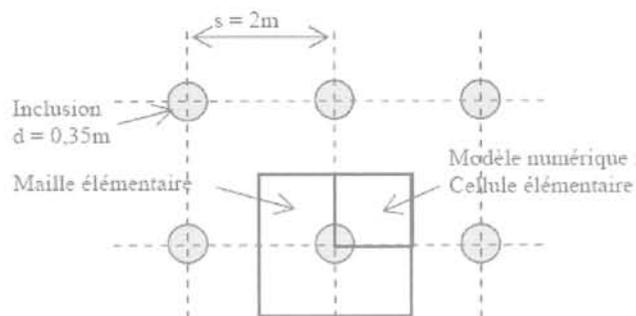
le long du fût des inclusions participe également au fonctionnement du système (Berthelot *et al.*, 2003). La partie supérieure des inclusions est soumise au frottement négatif car le sol compressible tasse plus que l'inclusion, ce qui contribue à augmenter le chargement de l'inclusion (Combarieu, 1988), alors que la partie inférieure des inclusions est soumise à du frottement positif car les inclusions poinçonnent le substratum, où se développe également un effort de pointe.

Différentes méthodes existent afin de dimensionner la partie supérieure de l'ouvrage (le remblai ou le matelas). Ces méthodes tentent de déterminer le transfert de charge par effet de voûte, mais une confrontation entre les diverses approches montrent qu'elles conduisent à des résultats différents (Briançon *et al.*, 2004 ; Naughton et Kempton, 2005). De plus, aucune méthode ne permet de prédire les tassements de l'ouvrage (Love et Milligan, 2003). Ainsi, dans un contexte de développement de l'application de cette technique en France, une amélioration de la compréhension de ce type d'ouvrage apparaît nécessaire. Pour répondre à ce besoin, le projet national ASIRI (Amélioration des Sols par Inclusions RIgides) a débuté en 2005. Le travail présenté ici contribue à la compréhension des mécanismes qui se développent dans le remblai, en interaction avec la partie inférieure constituée des inclusions et du sol compressible, par la mise en œuvre de modélisations numériques tridimensionnelles en milieu continu.

Modèle numérique d'une cellule élémentaire

Le problème étudié ici est typiquement tridimensionnel de par la configuration géométrique des voûtes dans le remblai, qui reposent sur respectivement trois ou quatre têtes d'inclusion selon que le réseau d'inclusions est triangulaire ou rectangulaire. Des modélisations numériques antérieures ont utilisé une approche bidimensionnelle pour traiter ce problème. Lorsqu'un modèle axisymétrique est mis en œuvre, comme dans le modèle de Han et Gabr (2002), les voûtes ont une forme de parapluie, ce qui ne représente pas la réalité. Des modélisations en déformations planes ont également été effectuées, mais Kempton *et al.* (1998) ont comparé de telles modélisations avec des modélisations réellement tridimensionnelles et ils ont montré que les modèles bidimensionnels ne simulent pas correctement le comportement réel de l'ouvrage. Il apparaît donc essentiel de mettre en œuvre un modèle tridimensionnel afin de prédire plus précisément la performance de ce type de renforcement. Des simulations réellement tridimensionnelles et simulant explicitement le sol compressible ont déjà été effectuées par Wong et Poulos (2001), Aubeny *et al.* (2002), Laurent *et al.* (2003) et Stewart et Filz (2005). Ces modélisations sont relativement récentes, car elles nécessitent des moyens numériques puissants.

Cet article présente les résultats obtenus par une modélisation numérique tridimensionnelle en milieu continu effectuée par le code en différences finies Flac3D (Itasca, 2002). Il s'agit d'un cas fictif, mais représentant une configuration réaliste (géométrie et matériaux). Un réseau carré d'inclusions de 350 mm de diamètre est modélisé (figure 2), avec un espacement de 2 m. Ce choix de géométrie est déduit de valeurs cou-



Taux de recouvrement $\alpha = 2,4\%$

FIG. 2 Vue en plan d'un réseau d'inclusions à maille carrée. Cellule unitaire modélisée numériquement.

Top view of a squared grid of piles. Unit cell considered in the numerical model.

rantes rencontrées dans les chantiers répertoriés par Briançon (2002). Le taux de recouvrement, qui est la proportion de la surface totale couverte par les inclusions, est ici de 2,4 %, ce qui reste une valeur relativement faible. Certains cas de massifs renforcés présentent une valeur de ce taux de recouvrement plus importante lorsque des dalles sont disposées sur les têtes d'inclusion (Zanziger et Gartung, 2002). Pour un réseau d'inclusions régulier, loin des bords de l'ouvrage considéré, seul un quart d'une maille élémentaire nécessite d'être modélisé, grâce aux conditions de symétrie, comme montré sur la figure 2.

La figure 3 présente le modèle numérique d'une cellule élémentaire. Les inclusions, le sol compressible et le remblai sont simulés explicitement. Le sol compressible et l'inclusion surmontent un substratum rigide,

qui est modélisé par blocage des nœuds de cette limite du modèle. Ainsi, l'inclusion est supposée encadrée rigidement dans le substratum rigide. Afin de respecter les conditions de symétrie, les nœuds situés sur les plans verticaux à X et à Y = 0 m et 1 m sont bloqués respectivement dans les directions X et Y (Fig. 3). Aucune interface n'est modélisée entre l'inclusion et le sol compressible. Le modèle numérique initial est constitué du sol compressible et de l'inclusion, puis le remblai est mis en place par passes successives de 0,5 m jusqu'à une hauteur de 5 m, à laquelle on ajoute une surcharge uniforme en surface de 20 kPa, en deux paliers de 10 kPa. A chaque étape, l'équilibre du modèle sous poids propre est atteint, en effectuant les calculs en conditions drainées. On néglige ainsi complètement la phase de consolidation du sol compressible. La mise en œuvre numérique de ce modèle est basée sur celle de Laurent *et al.* (2003).

3

Modélisation des matériaux et de leur comportement

3.1

Le sol compressible

L'horizon de sol à renforcer a une épaisseur de 5 m. Il est composé d'une couche de sol compressible saturée surmontée d'une couche superficielle hors d'eau de 1 m, comme généralement observé sur ce type d'horizon (Vepsäläinen *et al.*, 1991 ; Chai *et al.*, 2002). Le modèle Cam Clay modifié (Roscoe et Burland, 1968) est

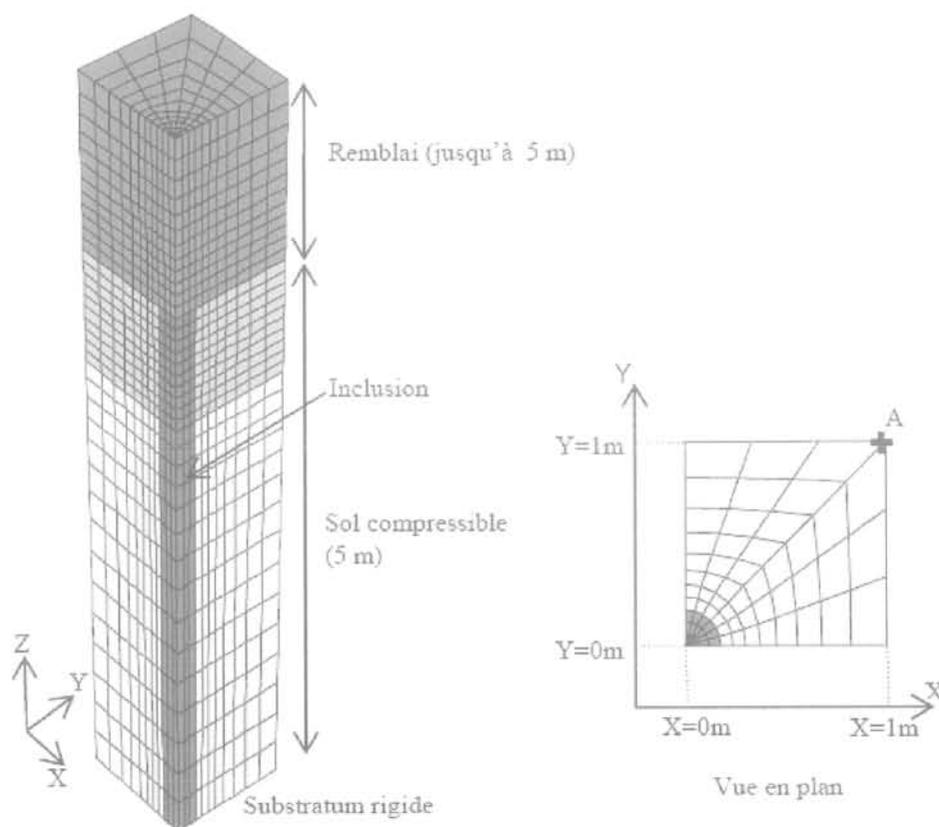


FIG. 3 Modèle numérique d'une cellule élémentaire. Numerical model of a unit cell.

très largement utilisé pour simuler le comportement des horizons de sols compressibles (Mestat *et al.*, 2004) et est également mis en œuvre dans cette analyse. Les deux couches de l'horizon compressible à renforcer ont les caractéristiques mécaniques de l'horizon du site expérimental du LCPC de Cubzac-les-Ponts, largement décrit dans la littérature (Magnan et Belkeziz, 1982 ; Magnan *et al.*, 1982 ; Nguyen Pham et Reiffsteck, 2005). Magnan et Belkeziz (1982) ont effectué des modélisations numériques ayant pour cadre ce site expérimental et les paramètres ont été déterminés pour le modèle Cam Clay modifié à partir d'essais de laboratoire. Les paramètres utilisés dans cette analyse sont donnés dans le tableau I. Le sol est initialement très légèrement surconsolidé ($p_c = p + 10$ kPa), pour des raisons numériques. La compressibilité du sol est indiquée par le paramètre λ . Ce paramètre est environ 5 fois plus petit pour la couche superficielle (donc plus rigide) que pour la couche de sol compressible. Les paramètres de ce modèle permettent de déterminer la valeur du terme $C_c/(1 + e_0)$, où C_c est l'indice de compressibilité et e_0 l'indice des vides initial. Ce terme est égal à 0,13 dans la couche superficielle et sa valeur moyenne est de 0,4 environ dans la couche de sol compressible, ce qui correspond à un sol très compressible.

3.2

Le sol de remblai

Le sol de remblai modélisé est également issu d'une étude bibliographique. Le sol grossier décrit et testé par Fragszky *et al.* (1992) est simulé dans cette étude. Des essais triaxiaux ont été effectués sur des échantillons compactés de ce matériau à des pressions de confinement entre 75 et 150 kPa. Ces essais ont montré une cohésion nulle, un angle de frottement au palier de 42°, un module d'Young initial de 20 MPa pour l'essai confiné à 150 kPa et un angle de dilataance de 5,4°. Le poids volumique du remblai est de 20 kN/m³.

La plupart des modèles numériques de remblai sur sol renforcé par inclusions rigides mettent en œuvre le modèle élastique linéaire parfaitement plastique avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb (Jenck, 2005). Cependant, les sols granulaires réels montrent un comportement fortement non linéaire (Valle, 2001). Certains auteurs (Han et Gabr, 2002) ont utilisé le modèle hyperbolique de Duncan et Chang (1970) afin de prendre en compte une élasticité non linéaire. Dans cette étude, nous proposons la mise en œuvre du modèle élastique parfaitement plastique avec critère de rupture de

TABEAU 1 Paramètres du modèle Cam Clay modifié pour l'horizon compressible.
Modified Cam Clay model parameters for the soft soil layer.

	λ	κ	M	e_λ	ν	P_{cini}
Sol compressible	0,53	0,048	1,2	4,11	0,35	$p_0 + 10$ kPa
Couche superficielle	0,12	0,017	1,2	1,47	0,35	$p_0 + 10$ kPa

λ : pente de la droite de consolidation normale
 κ : pente de la droite de gonflement
 M : constante de frottement
 e_λ : indice des vides à consolidation normale pour une contrainte moyenne $p = 1$ kPa
 ν : coefficient de Poisson
 p_{cini} : pression de préconsolidation initiale, p_0 étant la contrainte moyenne initiale

Mohr-Coulomb mais avec une partie élastique non linéaire : le module d'Young E est déterminé en fonction de la contrainte principale mineure σ_3 selon la formule de Janbu (1963) :

$$\frac{E}{P_a} = k \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^m \quad (1)$$

où P_a est une pression de référence ($P_a = 100$ kPa), k et m sont les paramètres de Janbu et sont ici égaux à respectivement 163 et 0,5. La valeur du coefficient de Poisson est constante et égale à 0,4.

Nous avons par ailleurs montré que les résultats de l'analyse obtenus avec ce type de modélisation du comportement du sol du remblai sont quasiment identiques à ceux obtenus avec un niveau de modélisation plus élevé, c'est-à-dire avec un modèle élastoplastique à deux mécanismes à écrouissage isotrope et à élasticité non linéaire (Jenck *et al.*, 2006), alors que les résultats peuvent être très différents lors de la mise en œuvre du modèle élastique parfaitement plastique avec critère de rupture de Mohr-Coulomb mais avec une partie élastique linéaire (Jenck, 2005).

3.3

Les inclusions rigides

Les inclusions sont constituées de béton armé et leur comportement est simulé par un modèle élastique linéaire dont les paramètres sont $E = 10$ GPa et $\nu = 0,2$.

4

Résultats des simulations sur la cellule élémentaire

Les résultats en termes de tassement sont confrontés à ceux obtenus pour le cas non renforcé par inclusions, dont le modèle est composé d'une simple colonne de sol (comportement en compression). Le remblai étant mis en place par couches successives, seul le tassement en base de celui-ci est accessible dès le début du chargement. La figure 4 présente le tassement maximal obtenu en base du remblai, à mi-portée entre les inclusions (au point A de la figure 3) et pour le cas sans inclusions. On note H la hauteur de remblai jusqu'à 5 m, $H = 6$ m correspondant à l'ajout de la surcharge en surface de 20 kPa. Pour $H = 6$ m, on obtient un tassement entre les inclusions de 0,23 m, soit une réduction de 80 % par rapport au cas non renforcé.

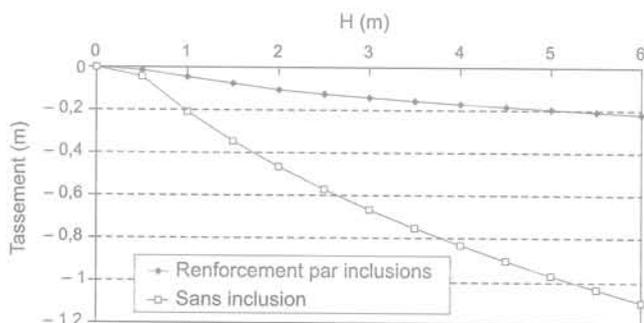


FIG. 4 Tassement maximal en base du remblai.
Maximum settlement at embankment base.

Le remblai est mis en place par couches successives et à chaque étape on peut observer le tassement en surface dû à la mise en place de la couche suivante de 0,5 m. Le tassement différentiel en surface correspond à la différence de tassement entre l'aplomb de l'inclusion (tassement minimal) et l'aplomb du point A de la figure 3, à mi-portée entre les inclusions (tassement maximal). La figure 5 présente l'évolution de ce tassement différentiel et du tassement maximal en surface en fonction de la hauteur de remblai actuelle. Cette figure montre que le tassement différentiel diminue lorsque la hauteur de remblai augmente, pour s'annuler complètement à partir d'un remblai de 2 à 2,5 m, grâce à l'effet de voûte qui s'est formé dans le sol de remblai. Sans renforcement par inclusions, il n'y a pas de tassement différentiel en surface, mais le tassement maximal est beaucoup plus important, puisqu'il varie entre 0,16 m et 0,07 m pour la mise en place de la deuxième et de la dernière couche respectivement, alors qu'il n'est plus que de l'ordre de 0,02 m lors du renforcement par inclusions.

Dans la littérature, on trouve différents facteurs pour quantifier le report de charge vers les inclusions (Hewlett et Randolph, 1988 ; Low *et al.*, 1994). L'efficacité (Eff) est la proportion du poids total qui est reprise par les inclusions :

$$Eff = \frac{F_{inc}}{P} \quad (2)$$

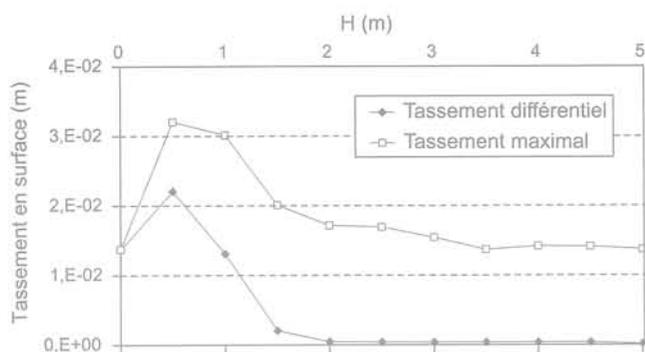


FIG. 5 Tassement en surface du remblai dû à la mise en place de la couche de sol suivante de 0,5 m. Embankment surface settlements due to next 0.5 m-thick soil layer.

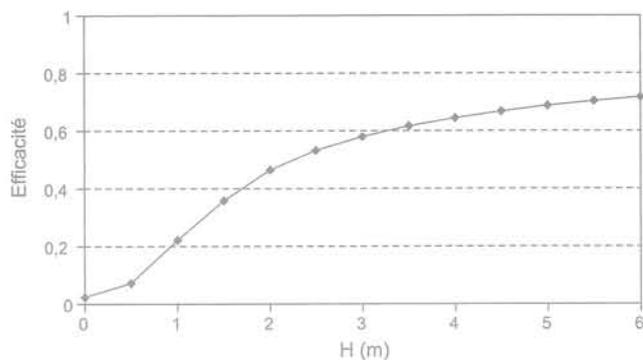


FIG. 6 Efficacité en fonction de la hauteur de remblai. Efficacy according to embankment height.

où F_{inc} est la charge supportée par les inclusions et P le poids du remblai. Lorsqu'il n'y a pas de report de charge, l'efficacité est égale au taux de recouvrement (ici égal à 2,4 %). La figure 6 présente l'évolution de l'efficacité avec la hauteur de remblai. L'augmentation de l'efficacité traduit un report de charge de plus en plus important vers les inclusions, par effet de voûte. Pour 5 m de remblai et 20 kPa de surcharge en surface, 72 % du poids du remblai est supporté par les inclusions, le reste étant supporté par le sol compressible.

5

Modèle numérique d'une section courante de remblai

Le cas d'une section courante de remblai est ensuite étudié, afin de pouvoir prendre en compte les zones de talus du remblai étudié. Seul un modèle réellement tridimensionnel peut être utilisé pour cette configuration, car c'est la seule solution pour prendre simultanément en compte le réseau d'inclusions tridimensionnel et les talus du remblai.

Le cas d'un remblai de 5 m de hauteur présentant une plateforme de 44 m de large et des talus latéraux de 26 degrés est simulé. Pour des raisons de symétrie, seule la moitié de la section courante est prise en compte dans le modèle numérique (Fig. 7).

Le modèle numérique consiste, au niveau de la zone de sol traité, en la multiplication suivant la direction X

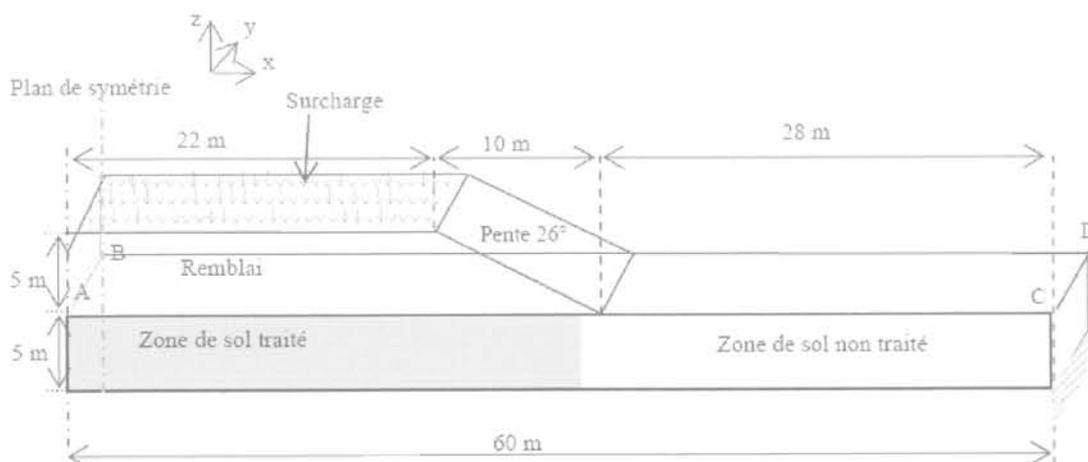


FIG. 7 Schéma de la section courante de remblai modélisée. Sketch of the current embankment section.

de la cellule élémentaire présentée dans les paragraphes précédents, une adaptation du modèle étant effectuée au niveau du talus du remblai pour le prendre en compte. La largeur du modèle schématisé sur la figure 7 est donc toujours la moitié de l'espacement entre deux inclusions (ici 1 m). La zone de sol non traité est prolongée jusqu'à une distance de 28 m au-delà du pied du talus, distance à laquelle il n'y a plus d'influence du remblai. Le modèle ainsi présenté comporte 105 000 zones. Les conditions de calcul (mise en œuvre numérique, modèles de comportement, paramètres des matériaux) sont identiques à celles de l'étude sur la cellule élémentaire. Un modèle numérique simplifié est mis en œuvre pour l'étude du cas sans inclusions, qui comporte 900 zones de sol.

6

Résultats numériques obtenus sur la section courante de remblai

6.1

Sans inclusions de renforcement

Les figures 8 et 9 présentent les tassements et les déplacements horizontaux en surface de l'horizon compressible non renforcé par inclusions, après la mise en place du remblai de 5 m et de la surcharge en surface de 20 kPa. Au centre du remblai, on retrouve le tassement obtenu sur la cellule élémentaire non renforcée.

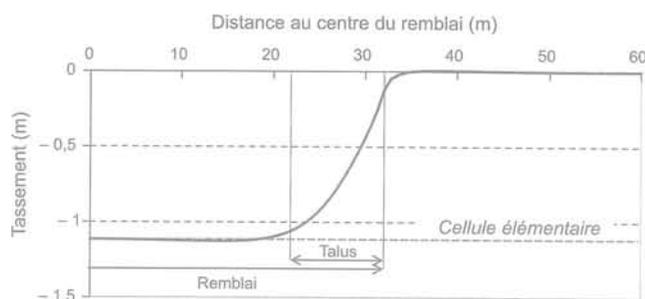


FIG. 8 Tassement en surface du sol compressible non renforcé pour 5 m de remblai et 20 kPa de surcharge.
Non-reinforced soft soil surface settlement for a 5 m-embankment and 20 kPa surcharge.

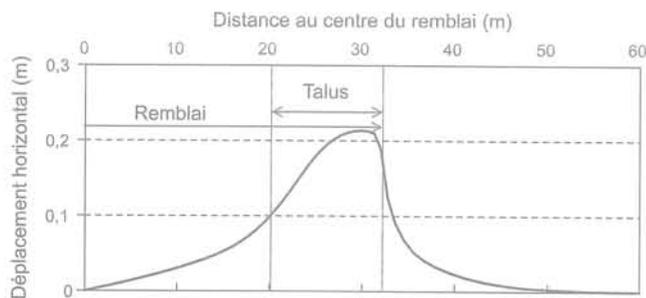


FIG. 9 Déplacement horizontal (direction X) en surface du sol compressible non renforcé pour 5 m de remblai et 20 kPa de surcharge.
Horizontal displacement (X-direction) at the surface of the non-reinforced soft soil for a 5 m-embankment and 20 kPa surcharge.

Les déplacements horizontaux, qui sont inexistant dans le cas de la cellule élémentaire, atteignent 0,21 m au niveau du pied du talus, ce qui est préjudiciable pour la stabilité de l'ouvrage. Des déplacements horizontaux sont observés jusqu'à une distance de 20 m environ du pied du talus.

6.2

Avec renforcement par inclusions

6.2.1

Tassements et déplacements horizontaux

Les déplacements du sol en surface du sol compressible, sous le remblai, sont analysés le long d'une ligne suivant X située entre les inclusions et une seconde passant au dessus des inclusions, comme explicité sur la figure 10.

Les figures 11 et 12 présentent respectivement les tassements et les déplacements horizontaux en surface de l'horizon compressible renforcé par inclusions. Ces figures sont à comparer avec les figures 8 et 9 correspondant au cas non renforcé.

La figure 11 montre que le tassement des inclusions est négligeable (inclusions rigides encastées dans le substratum rigide). Le tassement atteint 0,23 m entre les inclusions sous la zone centrale du remblai, ce qui correspond à la valeur obtenue par la simulation de la cellule élémentaire, et il atteint jusqu'à 0,29 m entre les inclusions au niveau de la jonction entre le talus et la plateforme du remblai. En dehors de l'emprise du remblai, il n'y a pas de tassement de l'horizon compressible.

La figure 12 montre que le maximum de déplacement horizontal est atteint au niveau du pied du talus, avec une valeur de 0,12 m, alors que ce déplacement



FIG. 10 Vue en plan du modèle numérique du sol renforcé par inclusions.
Top view of the numerical model.

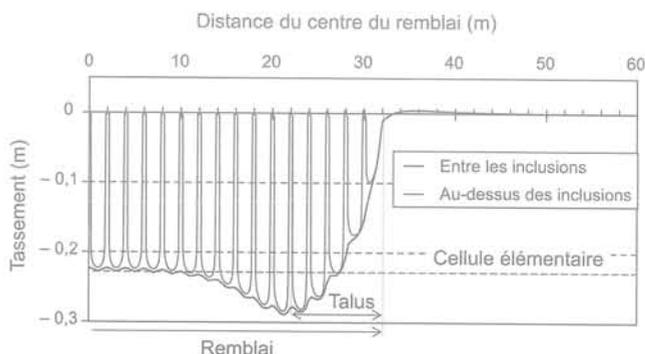


FIG. 11 Tassement en surface du sol compressible renforcé pour le remblai de 5 m et 20 kPa de surcharge.
Soft soil surface settlement for a 5 m-embankment and 20 kPa surcharge.

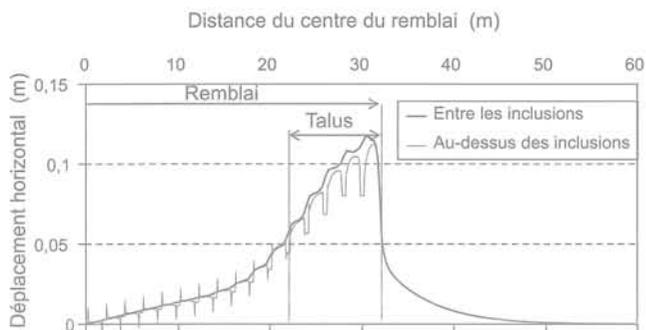


FIG. 12 Déplacement horizontal (direction X) en surface du sol compressible pour le remblai de 5 m et 20 kPa de surcharge.
Soft soil surface horizontal displacement (X-direction) for a 5 m-embankment and 20 kPa surcharge.

est de 0,21 m sans inclusions, soit une réduction de 43 %. En dehors de l'emprise du remblai, des déplacements sont observés jusqu'à une distance de 20 m environ, mais ils sont réduits par rapport au cas non renforcé. Le renforcement par inclusions permet ainsi de limiter les déplacements horizontaux sous le remblai et en dehors de l'emprise du remblai. Les inclusions sont également soumises à des déplacements horizontaux, ce qui entraîne des efforts de flexion dans ces éléments. Le calcul sur la cellule élémentaire ne permettait pas la simulation de ces déplacements horizontaux.

Les figures 11 et 12, en montrant des résultats de déplacement de sol variables suivant la direction transversale X (au niveau du centre du remblai, de la zone de talus et en dehors de l'emprise du remblai) et aussi suivant la direction longitudinale Y (ligne sous les inclusions et ligne entre les inclusions) démontrent que le problème étudié est typiquement tridimensionnel.

6.2.2

Report de charge vers les inclusions

La figure 13 présente la valeur de l'efficacité obtenue pour chaque inclusion de la section de remblai (représentées par leur position par rapport au centre du remblai), pour un remblai de 5 m et 20 kPa de surcharge. La valeur obtenue lors de la simulation de la cellule élémentaire est également reportée sur ce graphique. Pour les inclusions situées en zone centrale du remblai, l'efficacité est de 0,72, soit la même valeur

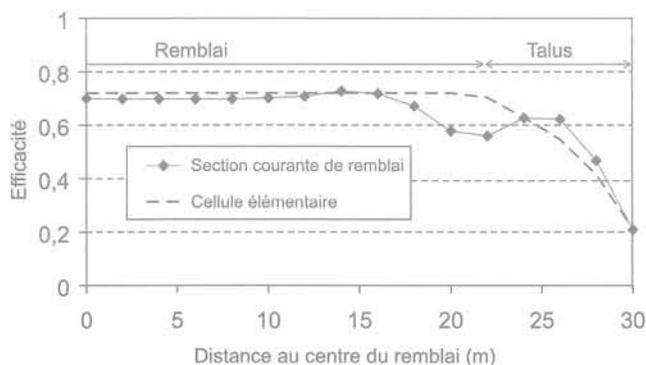


FIG. 13 Efficacité pour chacune des inclusions pour H = 5 m + 20 kPa de surcharge.
Efficacy for each pile for H = 5 m + 20 kPa surcharge.

que lors de la prise en compte d'une cellule élémentaire, alors que ce n'est plus vérifié pour les inclusions situées en bord de remblai. Il y a donc une redistribution différente des efforts dans cette zone du massif par rapport au cas de la cellule élémentaire.

7

Confrontation des résultats numériques à des méthodes de dimensionnement

Il existe plusieurs méthodes de détermination du transfert de charge vers les inclusions par effet de voûte dans le sol du remblai. Ces méthodes sont analytiques ou empiriques et sont basées sur diverses approches du problème. Certaines méthodes incluent un renforcement horizontal par nappe de géosynthétique, mais les mécanismes de transfert de charge par effet membrane et par effet de voûte y sont traités indépendamment. On peut alors utiliser ces méthodes pour déterminer le transfert de charge par effet de voûte uniquement.

7.1

Quelques méthodes existantes

7.1.1

Méthode proposée par Hewlett et Randolph (1988)

Hewlett et Randolph (1988) ont effectué des expérimentations sur modèle réduit d'un matelas granulaire édifié sur un réseau rectangulaire d'inclusions. Après une analyse de la morphologie des voûtes formées dans leur modèle physique, ils ont développé une expression analytique pour évaluer l'effet de voûte en considérant l'équilibre limite dans une zone de sol en forme de dôme semi-hémisphérique reposant sur les quatre inclusions adjacentes, comme illustré par la figure 14.

7.1.2

Méthode allemande EGBEO (2004)

La norme allemande EGBEO (2004) est également basée sur un modèle analytique tridimensionnel de

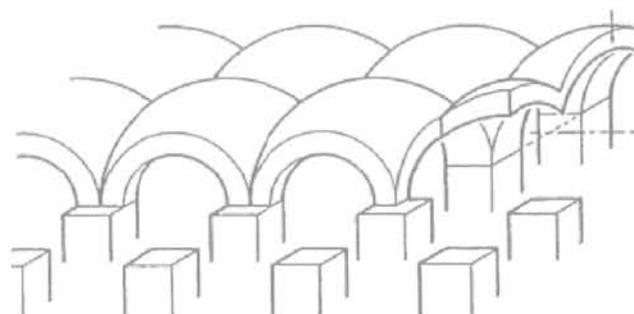


FIG. 14 Idéalisation de la forme des voûtes par des dômes semi-hémisphériques proposée par Hewlett et Randolph (1988).
Idealisation of the vault shape by semi-hemispherical domes as suggested by Hewlett and Randolph (1988).

voûte, mais dans lequel les enveloppes inférieures et supérieures de la zone de sol en équilibre limite ne sont pas concentriques (Kempfert *et al.*, 2004). Une relation donnant la contrainte verticale moyenne agissant sur le sol compressible est déterminée en considérant l'équilibre des zones de sol dans l'axe de la voûte.

7.1.3

Méthode proposée par Svano *et al.* (2000)

Dans la méthode SINTEF, Svano *et al.* (2000) considèrent qu'un coin de sol de remblai comme illustré par la figure 15 est supporté par l'inclusion. Si la hauteur de remblai est supérieure à la hauteur critique H_c (H_c étant déterminée à partir de la pente β et de l'espacement entre les inclusions), tout le poids de remblai situé au-dessus de H_c ainsi que les surcharges de surface sont également transmises à l'inclusion. La valeur de β (pente du coin de sol) doit être calibrée et varie en général entre 2,5 et 3,5. Ce paramètre peut être considéré comme un paramètre matériel du sol de remblai (Van Eekelen, 2001).

7.1.4

Méthode britannique BS8006 (1995)

La norme britannique pour dimensionner les remblais sur sol renforcé par inclusions rigides est basée sur la formule de Marston et Anderson (1913), originellement développée pour déterminer la réduction de contrainte verticale par effet de voûte sur des conduites enterrées. Pour une application tridimensionnelle, la formule devient :

$$\frac{q_p}{\gamma \cdot H} = \left(\frac{C_a \cdot a}{H} \right)^2 \quad (3)$$

où q_p est la contrainte verticale moyenne sur la tête d'inclusion, γH est la contrainte verticale moyenne, a la largeur de la tête d'inclusion et C_a est un coefficient de voûte. Dans la norme BS8006 (1995), la valeur du coefficient C_a est empirique et est donnée par l'équation 4 pour les pieux résistants à la pointe :

$$C_a = 1,95.H/a - 0,18 \quad (4)$$

Dans cette approche, l'angle de frottement interne du sol n'est pas explicitement pris en compte, sa

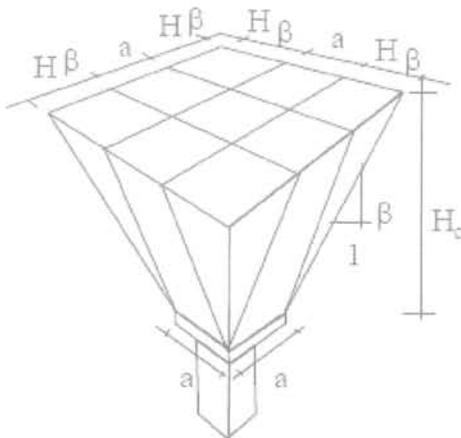


FIG. 15 Effet de voûte supposé dans la méthode de Svano *et al.* (2000). Archig effect assumption in Svano *et al.* (2000) method.

valeur est implicitement injectée dans la formule empirique de détermination de C_a . Cette méthode doit donc être valable pour une gamme de sol de remblai bien déterminée car l'angle de frottement est l'un des paramètres les plus importants dans le mécanisme de l'effet de voûte (Russell et Pierpoint, 1998 ; Jenck *et al.*, 2007).

7.1.5

Méthode proposée par Russell et Pierpoint (1997)

Russell et Pierpoint (1997) ont adapté l'analyse de Terzaghi (1943) sur l'effet de voûte dans les sols frottants au cas tridimensionnel des remblais édifiés sur inclusions rigides. Terzaghi (1943) considère l'équilibre limite de tranches de sol élémentaires d'une masse de sol soumise à un tassement différentiel en sa base. Dans leur étude, Russell et Pierpoint (1997) considèrent cette masse de sol de section cruciforme (entre les inclusions) et supposent que le plan d'égal tassement est situé en surface du remblai.

7.1.6

Méthode proposée par Combarieu (1988)

Combarieu (1988) a proposé une méthode basée sur l'estimation du frottement négatif le long de surfaces cylindriques verticales centrées sur l'inclusion, dans le sol compressible mais aussi dans le sol de remblai. Il s'agit donc d'une méthode globale. On ne s'intéresse ici qu'à l'évaluation du report de charge vers les inclusions dans le remblai (alors que les inclusions sont également surchargées par frottement négatif le long de leur fût dans le sol compressible). La contrainte verticale moyenne agissant en surface du sol compressible q_s est donnée par l'équation 5 :

$$q_s = \frac{\gamma}{m} \cdot (1 - e^{-(m \cdot H)}) \quad (5)$$

avec (pour un accrochage nul $\lambda = 0$) $m = \frac{4 \cdot a \cdot K \cdot \tan \varphi}{s^2 - a^2}$ (6)

où s est l'espacement entre deux inclusions. La valeur de $K \tan \varphi$ est située entre 0,5 et 1 pour les sols granulaires denses (Combarieu, 1988)

En ne considérant que les mécanismes de cisaillement dans le remblai, une même valeur de coefficient de pression horizontale des terres K et un effet d'accrochage nul, cette méthode et celle proposée par Russell et Pierpoint (1997) pour déterminer le transfert de charge vers les têtes d'inclusion sont identiques.

7.2

Comparaison des méthodes avec les résultats de la modélisation numérique

Les méthodes décrites ci-dessus sont appliquées avec les paramètres géométriques et géotechniques de l'étude numérique proposée (tableau II), et les résultats sont confrontés en termes d'efficacité. On considère une hauteur de remblai de 5 m, sans surcharge en surface. L'efficacité obtenue par la méthode numérique est alors égale à 0,69.

Dans les méthodes proposées, la contribution éventuelle apportée par le sol compressible n'est pas prise

TABEAU II Paramètres pour l'application des méthodes.
Parameters for the method application.

Paramètre	Description	Valeur
a	Largeur de la tête d'inclusion	0,35 m
s	Espacement entre les inclusions	2 m
H	Hauteur de remblai	5 m
φ	Angle de frottement du remblai	42°
K_p	Coefficient des terres en butée	5
$K \tan \varphi$	Coefficient de la méthode de Combarieu (1988)	0,7
β	Pente du coin de sol de la méthode de Svano <i>et al.</i> (2000)	3,5

en compte, alors que dans le modèle numérique proposé, la compressibilité du sol compressible sous-jacent peut avoir une influence sur la valeur de l'efficacité (Jenck, 2005). Cependant, dans le cas étudié ici, le sol modélisé est suffisamment compressible pour négliger son support éventuel.

La figure 16 présente les valeurs de l'efficacité (Eff) donnée par les différentes méthodes. La valeur la plus importante est donnée par la méthode numérique (Eff = 0,69) et la valeur la plus faible correspond à l'approche de Combarieu (Eff = 0,45). La méthode donnant les résultats les plus proches de la modélisation numérique est celle de Hewlett et Randolph (Eff = 0,6). La méthode BS8006 (1995) permet de s'approcher des résultats donnés par toutes les autres méthodes (Eff = 0,59), car elle est probablement bien adaptée pour un angle de frottement du sol du matelas de 42°.

Toutes ces méthodes aboutissent donc à des résultats relativement disparates (la charge appliquée en tête d'une inclusion pour un remblai de 5 m serait de 276 kN par la méthode numérique, et entre 180 et 240 kN selon la méthode analytique ou empirique utilisée), ce qui montre qu'il est nécessaire de développer une méthode de dimensionnement simple et unifiée pour estimer l'effet de voûte dans le remblai.

Une confrontation entre ces méthodes de dimensionnement et des résultats expérimentaux obtenus sur un modèle physique bidimensionnel utilisant des matériaux analogiques a déjà été effectuée (Jenck *et al.*, 2005). L'impact du coefficient horizontal des terres K a notamment été mis en évidence, car il est pris en compte différemment selon les méthodes.

Le module d'élasticité n'intervient dans aucune des méthodes analytiques ou empiriques présentées, alors que la modélisation numérique tridimensionnelle

montre l'influence de ce paramètre sur l'amplitude du report de charge dans le remblai (Jenck, 2005), en plus de son influence sur les tassements.

8

Conclusions et perspectives

Une étude numérique tridimensionnelle en différences finies d'un remblai édifié sur sol compressible renforcé par inclusions rigides verticales a été présentée dans cet article. La modélisation a été effectuée dans deux configurations :

- sur une cellule élémentaire d'un maillage régulier, au centre d'un remblai ;

- sur une section courante de remblai, en modélisant les talus latéraux.

Un cas fictif est simulé, mais avec un souci de réalisme dans le choix de la géométrie, des matériaux et de la modélisation de leur comportement. Les résultats des simulations effectuées sur ce modèle ne sont cependant pas validés par des résultats expérimentaux, ce qui constitue une forte limitation à ce modèle numérique.

Les calculs sur la cellule élémentaire ont montré la réduction des tassements dans le remblai par rapport au cas sans renforcement par inclusions, ainsi que l'homogénéisation des tassements en surface, qui s'explique par le développement de mécanismes de voûte dans le remblai. Une hauteur minimale de remblai est nécessaire afin d'annihiler les tassements différentiels en surface. Elle est ici de 2 m environ, pour un espacement entre les inclusions de 2 m. L'amplitude du transfert de charge est indiquée par la valeur de l'efficacité. Celle-ci augmente lorsque la hauteur de remblai augmente, grâce au développement de l'effet de voûte dans le remblai. L'efficacité atteint une valeur de 0,72 pour un remblai de 5 m surchargé en surface par 20 kPa, c'est-à-dire que 72 % du poids exercé par le remblai et des surcharges en surface est supporté par les inclusions, qui ne couvrent que 2,4 % de la surface de sol compressible.

Les simulations effectuées sur la section courante de remblai montrent que le massif est soumis à des déplacements horizontaux, qui ne pouvaient pas être pris en compte par la cellule élémentaire. Ces déplacements sont les plus importants au niveau du pied du talus. Les inclusions sont donc soumises à des efforts de flexion, qui doivent être pris en compte dans le dimensionnement. Une comparaison avec le cas non renforcé montre que les inclusions permettent la réduction de ce déplacement horizontal, en plus de réduire fortement les tassements, ce qui contribue à la stabilité globale de l'ouvrage.

La distribution des tassements dans les directions transversales et longitudinales à l'axe du remblai met clairement en évidence qu'il s'agit d'un problème typiquement tridimensionnel, qui ne pourrait pas être simulé dans sa globalité par un modèle simplifié bidimensionnel.

En termes de report des charges dans le remblai vers les inclusions, la valeur de l'efficacité pour les inclusions situées au centre du remblai est égale à celle déterminée par la simulation sur la cellule élémentaire, alors que le comportement du massif est différent au niveau des talus latéraux (mouvements horizontaux, redistribution des efforts).

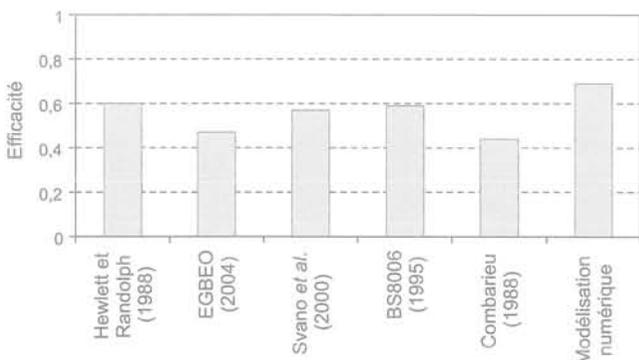


FIG. 16 Efficacité pour H = 5 m pour différentes méthodes.
Efficacy for H = 5 m for the various methods.

La dernière partie présente la confrontation des résultats des simulations numériques aux résultats donnés par l'application de méthodes analytiques ou empiriques d'évaluation du report de charge dans le remblai par effet de voûte. L'application de ces méthodes au cas du remblai de 5 m a donné des valeurs de l'efficacité comprises entre 0,45 et 0,6, alors que la méthode numérique proposée indique une efficacité de 0,69. Cela met en évidence le manque de méthode de dimensionnement unifiée pour traiter ce problème. En effet, ces méthodes ne prennent ni en compte la contribution éventuelle du sol compressible, ni l'influence de la valeur de la rigidité du sol du remblai, ni parfois non plus l'angle de frottement du sol du remblai, alors qu'il semble que tous ces paramètres ont une influence. De plus, il n'existe pas de méthode permettant d'estimer

l'amplitude des tassements en surface du remblai, alors qu'il s'agit d'une donnée importante quant au fonctionnement de l'ouvrage édifié en surface (route, autoroute, voie ferrée, dallage industriel, réservoir de stockage, station d'épuration, etc.).

Les perspectives immédiates de ce travail sont d'abord la validation du modèle numérique à partir de résultats expérimentaux prévus dans le Projet national ASIRI, ce qui permettra ensuite de mener une étude paramétrique précisant l'influence de chacun des paramètres géotechniques et géométriques sur les mécanismes de transfert de charge et de réduction des tassements, afin de développer par la suite une méthode de dimensionnement unifiée et adaptée à la pratique dans les bureaux d'études.

- Alexiew D., Vogel W. – Remblais ferroviaires renforcés sur pieux en Allemagne : projets phares. *Travaux*, vol. 786, 2002, p. 47-52.
- Aubeny C.P., Li Y., Briaud J.L. – Geosynthetic reinforced pile supported embankments : numerical simulation and design needs. *7th Int. Conf. on Geosynthetics*, Nice, Lisse, Swets & Zeitlinger, 2002, p. 65-368.
- Berthelot P., Pezot B., Liausu P. – Amélioration des sols naturels ou anthropiques par colonnes semi-rigides : Le procédé CMC. *13th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Prague, Balkema, 2003.
- Briançon L. – *Renforcement des sols par inclusions rigides – État de l'art*. IREX, 2002.
- Briançon L., Kastner R., Simon B., Dias D. – État des connaissances. Amélioration des sols par inclusions rigides. *Symp. Int. sur l'Amélioration des sols en place*, Paris, Presses de l'ENPC, 2004, p. 15-44.
- BS8006 – Strengthened/reinforced soils and other fills, Section 8: design of embankments with reinforced soil foundation on poor ground. British Standards, 1995, p. 98-121.
- Chai J.C., Miura N., Shen S.L. – Performance of embankments with and without reinforcement on soft subsoil. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 39, n° 4, 2002, p. 838-848.
- Collin J.G., Watson C.H., Han J. – Column-supported embankment solves time constraint for new road construction. *Geo-Frontiers 2005*, Austin, USA, 2005, ASCE.
- Combarieu O. – Amélioration des sols par inclusions rigides verticales. Application à l'édification de remblais sur sols médiocres. *Revue française de géotechnique*, n° 44, 1988, p. 57-79.
- Combarieu O., Gestin F., Pioline M. – Remblais sur sols améliorés par inclusions rigides : premiers chantiers. *Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées*, vol. 191, 1994, p. 55-61.
- Duncan J.M., Chang C.Y. – Non linear analysis of stress and strain in soil. *ASCE, Journal of Soil Mech. Fdns*, vol. 96, 1970, p. 1629-1653.
- EGBEO – Bewehrte Erdkörper auf punkt- und lilienförmigen Traggliedern. Entwurf Kapitel 6.9, version du 16 mai 2004.
- Fragaszy R.J., Su J., Siddigi H., Ho C.J. – Modelling strength of sandy gravel. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 118, n° 6, 1992, p. 920-935.
- Guido V.A., Knueppel J.D., Sweeney M.A. – Plate loading test on geogrid reinforced earth slabs. *Geosynthetics'87*, New Orleans, IFAI Publ., 1987, p. 16-25.
- Habib H.A.A., Brugman M.H.A., Uijting B.G.J. – Widening of Road N247 founded on a geogrid reinforced mattress on piles. *7th Int. Conf. on Geosynthetics*, Nice, Swets & Zeitlinger, 2002, p. 369-372.
- Han J., Gabr M.A. – Numerical analysis of geosynthetic-reinforced and pile-supported earth platforms over soft soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 128, 2002, p. 44-53.
- Hewlett W.J., Randolph M.F. – Analysis of piled embankment. *Ground Engineering*, vol. 21, n° 3, 1988, p. 12-18.
- Holtz R.D., Massarsch K.R. – Improvement of the stability of an embankment by piling and reinforced earth. *6th European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vienna, 1976, p. 473-478.
- Itasca. – *FLAC^{3D} User's Guide*. 2002.
- Janbu N. – Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. *European Conf. on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Wiesbaden, 1963, p. 19-25.
- Jenck O. – *Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales. Modélisation physique et numérique*. Thèse de doctorat, INSA de Lyon, Villeurbanne, 2005.
- Jenck O., Dias D., Kastner R. – Soft ground improvement by vertical rigid piles. Two-dimensional physical modelling and comparison with current design methods. *Soils and Foundations*, vol. 45, n° 6, 2005, p. 15-30.
- Jenck O., Dias D. et Kastner R. – Numerical modeling of an embankment on soft ground improved by vertical rigid piles. *4th Int. Conf. on Soft Soil Engineering*, Vancouver, 4-6 octobre 2006, p. 505-514.
- Jenck O., Dias D. et Kastner R. – Two-dimensional physical and numerical modeling of a pile supported earth platform over soft soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 133, n° 3, p. 295-305.
- Kempfert H.G. – Ground improvement methods with special emphasis on column-type techniques. *Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soils, Theory and Practice*, Noordwijkerhout, Pays-Bas, VGE, 2003, p. 101-112.
- Kempfert H.G., Göbel C., Alexiew D., Heitz C. – German recommendations for reinforced embankments on pile-similar elements. *3rd European Geosynthetic Conf.*, Munich, 1-3 mars 2004, p. 279-284.
- Kempton G., Russell D., Pierpoint N.D., Jones C.J.F.P. – Two- and three-dimensional numerical analysis of the performance of piled embankments. *6th Int. Conf. on Geosynthetics*, Atlanta, IFAI Publ., 1998, p. 767-772.
- Laurent Y., Dias D., Simon B., Kastner R. – A 3D finite difference analysis of embankments over pile-reinforced soft soil. *Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soils – Theory and Practice*, Noordwijkerhout, Pays-Bas, VGE, 2003, p. 71-76.
- Liausu P., Pezot B. – Renforcement de sols mous par colonnes à module contrôlé. *15th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Istanbul, Swets & Zeitlinger, 2001, p. 1613-1618.
- Love J.P., Milligan G.W.E. – Design Methods for basally reinforced pile supported embankments over soft ground. *Ground Engineering*, 2003, p. 39-43.
- Low B.K., Tang S.K., Choa V. – Arching in piled embankments. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 120, n° 11, 1994, p. 1917-1938.
- Magnan J.P., Belkeziz A. – Consolidation d'un sol élastoplastique. *Revue française de géotechnique*, n° 19, 1982, p. 39-49.
- Magnan J.P., Shahanguian S., Josseume H. – Étude en laboratoire des états limites d'une argile molle organique. *Revue française de géotechnique*, n° 20, 1982, p. 5-18.
- Mankbadi R., Mansfield J., Wilson-Fahmy R., Hanna S., Krstic V. – Ground Improvement Utilizing Vibro-Concrete Columns. *GeoSupport Conf. 2004*, Orlando, ASCE, 2004, p. 473-484.
- Marston A., Anderson A.O. – The theory of loads on pipes ditches and tests of cement and clay drain tile and sewer pipes. Iowa Engineering Experiment Station Armes, Bull. 31, 1913.
- Mestat P., Bourgeois E., Riou Y. – Numerical modelling of embankments and underground works. *Computers and Geotechnics*, vol. 31, 2004, p. 227-236.
- Naughton P.J., Kempton G.T. – Comparison of Analytical and Numerical Analysis Design Methods for Piled Embankments. *Geo-Frontiers 2005*, Austin, ASCE, 2005.
- Nguyen Pham P.T., Reiffsteck P. – Évolution d'une surface de charge après 30 ans. *23^{es} Rencontres de l'AUGC*, Grenoble, 26-27 mai 2005.
- Ooi T.A., Chang S.F., Wong S.N. – Design, Construction and Performance of pile supported embankments. *9th Southeast Asian Geotechnical Conf.*, Bangkok, 7-11 dec. 1987, p. 2-1 – 2-12.
- Pinto A., Falcão J., Pinto F., Ribeiro J.M. – Ground improvement solutions using jet grouting columns. *16th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Osaka, Rotterdam, Millpress Science Publ., 2005, p. 1249-1252.
- Quigley P., O'Malley J., Rodgers M. – Performance of a trial embankment constructed on soft compressible estuarine deposits at Shannon, Ireland. *Int. Workshop on Geotechnics of soft soils, Theory and Practice*, Noordwijkerhout, Pays-Bas, VGE, 2003, p. 619-624.
- Rathmayer H. – Piled embankment supported by single pile caps. *Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Istanbul, mars-avril 1975, p. 283-290.
- Roscoe K.H., Burland J.B. – On the generalised stress-strain behaviour of «wet» clay. *Engineering Plasticity*, Cambridge University Press, 1968, p. 535-609.
- Russell D., Pierpoint N. – An assessment of design methods for piled embankments. *Ground Engineering*, nov. 1997, p. 39-44.
- Russell D., Pierpoint N. – Settling on a dispute, Discussion on «An assessment of design methods for piled embankments» by Russell & Pierpoint – Author's response. *Ground Engineering*, March 1998, p. 34-36.
- Stewart M.E., Filz G.M. – Influence of clay compressibility on geosynthetic loads in bridging layers for column-supported embankments. *Geo-Frontiers 2005*, Austin, USA, 24-26 janvier 2005, ASCE, 2005.
- Svano G., Ilstad T., Eiksund G., Want A. – Alternative calculation principle for design of piles embankments with base reinforcement. *4th Int. Conf. of Ground Improvement Geosystem*, Helsinki, 7-9 juin 2000.
- Terzaghi K. – *Theoretical soil mechanics*. New York, John Wiley & Sons, 1943.

Bibliographie

- Valle N. – *Comportement mécanique d'un sol grossier d'une terrasse alluvionnaire de la Seine*. Thèse de doctorat, université de Caen/Basse-Normandie, 2001.
- Van Eekelen S.J.M. – Arching in reinforced piled embankments, Literature review. CO 511920/01, GeoDelft, Delft, 2001.
- Vega-Meyer R., Shao Y. – Geogrid-reinforced and pile-supported roadway embankment. *Geo-Frontiers 2005*, Austin, Texas, ASCE, 2005.
- Vepsäläinen P., Arkima O., Lojander M., Näättänen A. – The trial embankments in Vaasa and Paimio, Finland. *10th European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Florence, 26-30 mai 1991, p. 633-640.
- Wong S.C., Poulos H.G. – Analysis of Piled Pavement System. *Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Tucson, Arizona, USA, 2001, p. 1395-1400.
- Wood H.J. – The design and construction of pile-supported embankments for the A63 Selby Bypass. *Foundations: Innovations, Design and Practice*, Thomas Telford, 2003, p. 941-950.
- Zanziger H., Gartung E. – Performance of a geogrid reinforced railway embankment on piles. *7th Int. Conf. on Geosynthetics*, Nice, Swets & Zeitlinger, 2002, p. 381-386.