

INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.

Dimensionnement sous sollicitation sismique de sols de fondations renforcés par inclusions rigides

Seismic design of foundation soils reinforced by rigid inclusions

Q. Thai Son, G. Hassen, P. de Buhan

Université Paris-Est, UR Navier, Ecole des Ponts ParisTech

U.S. Okyay, D. Dias

INSA de Lyon, LGCIE

RÉSUMÉ

Cette communication est consacrée à l'étude de stabilité d'un remblai reposant sur un sol renforcé par inclusions rigides, soumis à une sollicitation sismique. Une analyse de la tenue de l'ouvrage est réalisée par application d'un modèle multiphasique développé dans le cadre du calcul à la rupture, ainsi que dans celui de l'élastoplasticité. Les résultats sont confrontés à ceux obtenus par une simulation numérique tridimensionnelle complète de l'ouvrage à l'aide de code de calcul Flac3D.

ABSTRACT

This communication is devoted to the stability analysis of an embankment lying over a pile-reinforced soil when subjected to a seismic loading. It is based on the implementation of a multiphase model developed in the framework of yield design, then extended to elastoplasticity. The results of the analysis are compared to those derived from a direct 3-dimensional elastoplastic simulation performed with Flac3D.

Keywords : soil reinforcement, rigid inclusions, multiphase model, seismic loading, yield design, elastoplasticity

1 INTRODUCTION

L'incorporation d'inclusions rigides verticales dans un sol mou très compressible, est une technique de renforcement de plus en plus répandue, destinée à réduire les tassements du sol de fondation et donc à améliorer les performances globales de l'ouvrage ([1], [2]). Cette technique consiste à transférer les chargements appliqués en surface (remblais, bâtiments,...) à un substratum rigide par l'intermédiaire d'un matelas de répartition granulaire placé au sommet des inclusions de renforcement elles-mêmes en contact avec le substratum sous-jacent.

Un modèle qualifié de «multiphasique» a été récemment proposé ([3], [4]), qui permet notamment d'appréhender de façon quantitative les phénomènes d'interaction entre le sol et les inclusions que cette technique met en jeu, et qui jouent un rôle décisif dans la façon dont les charges appliquées sont transmises au substratum par l'intermédiaire des inclusions de renforcement, et donc dans la performance du schéma de renforcement retenu. Conformément à un tel modèle, qui peut être considéré comme une généralisation de la méthode d'homogénéisation, le sol renforcé composite est perçu à l'échelle macroscopique comme la superposition de deux milieux continus («phases») en interaction mutuelle, qui représentent respectivement le sol et le réseau d'inclusions de renforcement.

Si on se limite au cas de chargements verticaux, une version simplifiée de ce modèle, dans laquelle les inclusions de renforcement travaillent essentiellement en traction-compression, est suffisante. En revanche, dans le cas où ce type d'ouvrage est soumis à des chargements où la composante horizontale est prédominante (cas des chargements sismiques), une telle simplification est susceptible d'être trop conservatrice, dans le sens où elle ne prend pas en compte les effets bénéfiques possibles en termes de renforcement, des sollicitations de flexion et de cisaillement que ce type de chargement engendre dans les inclusions. Voilà pourquoi un modèle multiphasique plus sophistiqué a été développé, dans lequel les renforcements

sont considérés comme des poutres 1D en flexion distribuées de façon continue dans le sol [5].

Cette contribution s'attache à présenter l'analyse de stabilité sous sollicitation sismique d'un remblai construit sur une couche de sol de fondation préalablement renforcé par inclusions rigides, pour lesquelles les effets de flexion et de cisaillement sont explicitement intégrés. Les résultats de cette analyse, conduite dans le cadre du calcul à la rupture et d'une modélisation multiphasique du sol renforcé, sont comparés à ceux provenant d'une simulation du comportement en élastoplasticité et à la rupture de l'ouvrage, menée soit dans le cadre du même modèle multiphasique, soit par le biais d'une modélisation tridimensionnelle de l'ouvrage. Ils mettent clairement en évidence le rôle décisif joué par les résistances au cisaillement et à la flexion des inclusions de renforcement dans la stabilisation de l'ouvrage vis-à-vis de ce type de sollicitation.

2 POSITION DU PROBLEME

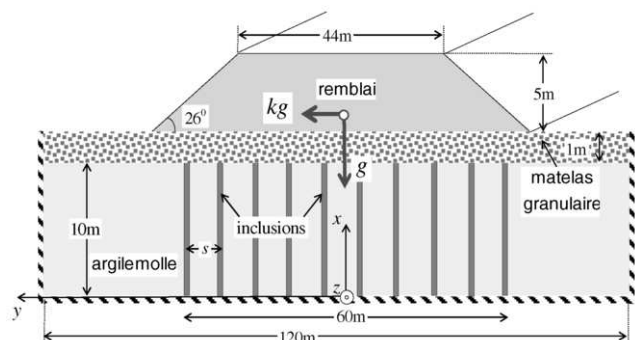


Figure 1. Structure renforcée sous chargement sismique.

On s'intéresse à l'analyse de stabilité d'une structure en sol renforcé, constituée d'un remblai reposant sur deux couches de sol (figure 1). La couche inférieure est une couche d'argile molle de module d'Young $E^a=5\text{MPa}$ et de coefficient de Poisson $\nu^a=0,3$, purement cohérente de cohésion $c=20\text{kPa}$, surmontée d'un matelas granulaire, de caractéristiques élastiques $E^s=50\text{MPa}$ et $\nu^s=0,3$, purement frottant d'angles de frottement et de dilatance $\phi=35^\circ$ et $\psi=5^\circ$, ayant pour mission d'assurer le transfert de charge en tête d'inclusion.

Les inclusions, de même hauteur que la couche d'argile molle, sont des cylindres pleins de rayon $\rho=0,175\text{m}$ constitués d'un béton de module $E^b=30\text{GPa}$, de coefficient de Poisson $\nu^b=0,3$ et de résistance en compression simple $\sigma_0=60\text{MPa}$, disposées suivant un maillage carré de côté $s=2\text{m}$ (figure 2).

Le remblai est constitué d'un matériau granulaire de mêmes caractéristiques mécaniques que le matelas granulaire. Les poids volumique de l'argile, du matelas granulaire et du remblai sont respectivement :

$$\gamma^a = 18\text{kN/m}^3, \gamma^s = 18\text{kN/m}^3, \gamma^r = 20\text{kN/m}^3 \quad (1)$$

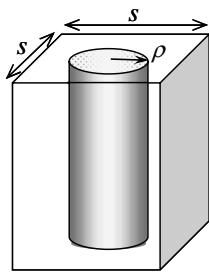


Figure 2. Volume élémentaire représentatif de sol renforcé

La structure, supposée infinie dans la direction z , est soumise à l'action de son poids propre auquel se rajoute celle d'un chargement volumique horizontal, d'origine sismique, proportionnel à la pesanteur, c'est-à-dire de la forme $k\mathbf{g}$. L'objet de la présente étude est de déterminer la valeur du coefficient sismique k correspondant à la charge limite de la structure.

3 MODELISATION MULTIPHASIQUE DU PROBLEME

La modélisation multiphasique d'une telle structure consiste à remplacer la zone renforcée par la superposition de deux milieux continus en interaction mutuelle, appelés phase matrice et phase renforcement, représentant respectivement le sol et les inclusions de renforcement.

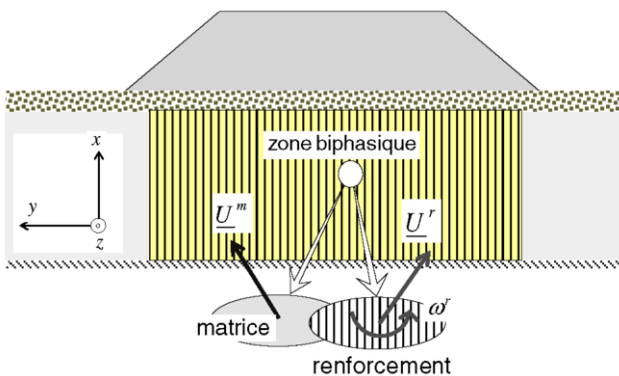


Figure 3. Modélisation multiphasique de la structure.

La cinématique d'un tel milieu «biphasique» est décrite par la donnée, non seulement de deux champs de vitesse \underline{U}^m et \underline{U}^r

pour les deux phases, mais aussi d'un champ de vitesse de rotation ω^r pour la phase renforcement (figure 3). Cette cinématique 'enrichie' de la phase renforcement permet de retrouver à l'échelle macroscopique une raideur à la flexion de cette phase traduisant la raideur flexionnelle des inclusions individuelles.

Un des avantages majeurs de la modélisation multiphasique de cet ouvrage est la possibilité de se ramener à un problème bidimensionnel en déformations planes étant donné que, du point de vue macroscopique, la structure est homogène, infinie dans la direction z et chargée dans le plan Oxy de la figure.

On supposera dans la suite que les deux phases sont parfaitement adhérentes, ce qui se traduit par :

$$\underline{U}^m = \underline{U}^r = \underline{U} \quad (2)$$

et l'on adoptera l'hypothèse de Navier-Bernoulli pour la cinématique de la phase renforcement :

$$\omega = \partial U_y / \partial x \quad (3)$$

Les équations d'équilibre d'un tel milieu biphasique sont données par phase :

$$\begin{aligned} \text{div}(n^r \underline{e}_x \otimes \underline{e}_x + \nu^r \underline{e}_y \otimes \underline{e}_x) - \underline{I} &= 0 \\ \partial m^r / \partial x + \nu^r &= 0 \\ \text{div}(\underline{\sigma}^m + \gamma \underline{e}_x + k \gamma \underline{e}_y + \underline{I}) &= 0 \end{aligned} \quad (4)$$

où (n^r, ν^r, m^r) désignent respectivement les densités d'effort normal, d'effort tranchant et de moment fléchissant par unité de surface transversale à la direction des inclusions, $\underline{\sigma}^m$ est la contrainte dans la phase matrice et \underline{I} est la densité volumique d'efforts d'interactions appliqués par la phase matrice sur la phase renforcement.

Etant donné que la fraction volumique de renforcement, définie comme le rapport du volume occupé par une inclusion de renforcement par le volume de la cellule de base, est très faible devant l'unité, et par voie de conséquence la fraction volumique du sol est quasiment égale à 1, il est naturel d'identifier les caractéristiques mécaniques de la phase matrice à celles du sol qu'elle représente. Ce dernier, et par suite la phase matrice, est supposé obéir à un critère de résistance de Tresca (sol purement cohérent). En revanche les caractéristiques mécaniques de la phase renforcement sont obtenues en divisant celles relatives à une inclusion de renforcement par la section transversale à la direction de renforcement du volume élémentaire représentatif. Pour la phase renforcement, le critère de résistance, portant sur la densité d'effort normal et de moment fléchissant, s'écrit

$$f(n^r, m^r) = \left(\frac{n^r}{n_0} \right)^2 + \left| \frac{m^r}{m_0} \right| - 1 \leq 0 \quad (5)$$

4 APPROCHE CINEMATIQUE DU CALCUL A LA RUPTURE [6]

La mise en œuvre de l'approche cinématique du calcul à la rupture (dont le principe général est exposé dans [7]) pour le problème particulier défini ci-dessus, consiste à mettre en évidence un champ (ou une famille de champs) de vitesse virtuelle («mécanisme») dans la phase matrice et dans la phase renforcement puis, permettant d'aboutir à un majorant du

chargement de ruine de la structure, c'est-à-dire de la valeur limite du coefficient sismique k .

Le mécanisme adopté pour ce problème est schématisé sur la figure 4. Comportant 6 zones, il est défini par 4 paramètres géométriques: deux longueurs w et δ correspondant respectivement à la largeur et la profondeur du mécanisme et deux angles α et β .

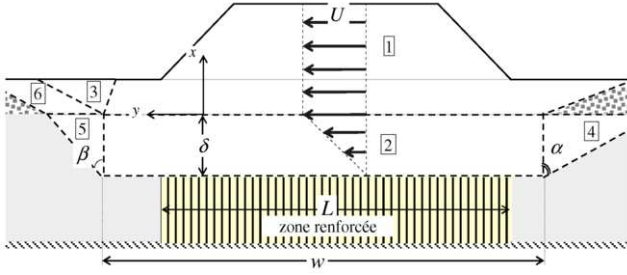


Figure 4. Mécanisme utilisé dans l'approche cinématique du calcul à la rupture

La zone 1 du mécanisme, comportant le remblai et la partie centrale du matelas granulaire, est une zone en translation de vitesse Ue_y . La zone 2 est une « bande de cisaillement » dans laquelle la vitesse en tout point est donnée par :

$$U_x = 0, \quad U_y = U(1 + x/\delta) \quad (6)$$

La vitesse de tout point situé en $x=-\delta$ étant nulle, il apparaît ainsi qu'un tel champ de vitesse est continu à la traversée de cette surface. En revanche, il s'agit d'une surface de discontinuité pour la vitesse de rotation de la phase renforcement (figure 5).

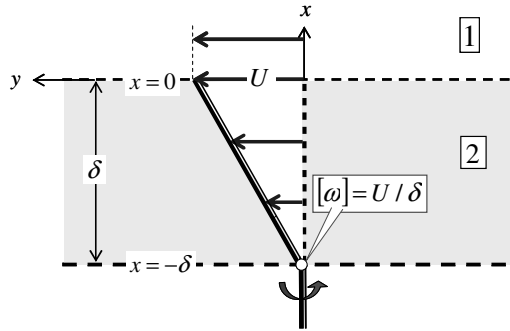


Figure 5. Champ de vitesse dans la bande de cisaillement 2.

Cette discontinuité de vitesse de rotation est donnée par

$$[\omega] = \omega(x = -\delta^+) - \omega(x = -\delta^-) = U/\delta \quad (7)$$

la surface de discontinuité correspondante apparaissant comme une surface de densité continue de «rotules plastiques» pour les inclusions de renforcement vues comme des poutres.

Les zones 3, 4, 5 et 6 sont des zones en déformation. Le champ de vitesse en chacune d'elles peut s'exprimer en fonction de U et des paramètres géométriques de la structure et du mécanisme.

La puissance des efforts extérieurs développée dans ce mécanisme, donnée par

$$P_e(U) = \int_{\Omega} \gamma(-e_x + ke_y) \cdot U \, d\Omega \quad (8)$$

peut être exprimée en fonction des différents paramètres

$$P_e(U) = \gamma H^2 U \left\{ kY \left(\frac{w}{H}, \frac{\delta}{H}, \alpha, \beta \right) - X \left(\frac{w}{H}, \frac{\delta}{H}, \alpha, \beta \right) \right\} \quad (9)$$

où X et Y désignent deux fonctions sans dimension de ces paramètres mis sous forme adimensionnelle.

On introduit par ailleurs la puissance résistante maximale définie comme la somme de deux contributions à cette puissance associée respectivement au sol et aux renforcements :

$$P_m(U) = P_m^m(U) + P_m^r(U) \quad (10)$$

Le calcul de cette puissance aboutit à l'expression suivante :

$$P_m(U) = C|U|Hf \left(\frac{w}{H}, \frac{\delta}{H}, \alpha, \beta \right) + m_0 \frac{|U|}{\delta} L \quad (11)$$

où f désigne une fonction adimensionnelle de ses arguments.

On aboutit alors, par application de l'approche cinématique par l'extérieur du calcul à la rupture, mise en œuvre dans le cadre de la modélisation biphasique du sol renforcé à la majoration suivante de la valeur limite du coefficient k

$$k^+ \leq \frac{\frac{C}{\gamma H} f \left(\frac{w}{H}, \frac{\delta}{H}, \alpha, \beta \right) + \frac{m_0}{\gamma H^2} \frac{L}{\delta} + X \left(\frac{w}{H}, \frac{\delta}{H}, \alpha, \beta \right)}{Y \left(\frac{w}{H}, \frac{\delta}{H}, \alpha, \beta \right)} \quad (12)$$

Cette majoration est optimisée en minimisant le terme de droite de cette inégalité, en fonction des différents paramètres définissant le mécanisme. Le résultat de cette minimisation donne

$$k^+ \leq k^u (w = 87,6\text{m}, \delta = H = 10\text{m}, \alpha = 47^\circ, \beta = 55^\circ) \cong 0.2 \quad (13)$$

Les valeurs des paramètres géométriques associées à ce mécanisme optimal montrent en particulier que la bande de cisaillement est aussi profonde que la couche d'argile.

5 CONFRONTATION A DES SIMULATIONS NUMERIQUES

Le majorant calculé précédemment a été comparé aux résultats de simulations numériques du comportement élastoplastique de l'ouvrage sous chargement sismique, conduites jusqu'à la rupture de ce dernier.

La première simulation est une approche numérique de type différences finies tridimensionnelle (Flac3D). Cette approche permet de prendre en compte les renforcements par inclusions rigides de manière individuelle. Les données relatives à la géométrie du problème, au chargement de l'ouvrage et aux caractéristiques mécaniques des différents matériaux (sols et inclusions de renforcement) sont identiques à celles définies dans la section 2, et notamment sur la figure 1.

La figure 6 présente le modèle numérique utilisé qui correspond à une section courante («tranche») de l'ouvrage. Deux configurations ont été étudiées : celle relative à l'ouvrage non-renforcé (maillage de l'ouvrage en 2200 zones) et celle correspondant au cas renforcé nécessitant un maillage beaucoup plus fin, puisque comportant 275300 zones.

La simulation adoptée comporte deux phases successives. *Phase 1.* Mise en place du sol compressible, des inclusions, du matelas de transfert de charge et du talus sous gravité.

Phase 2. Application d'une accélération horizontale et recherche de l'accélération maximale que peut supporter l'ouvrage.

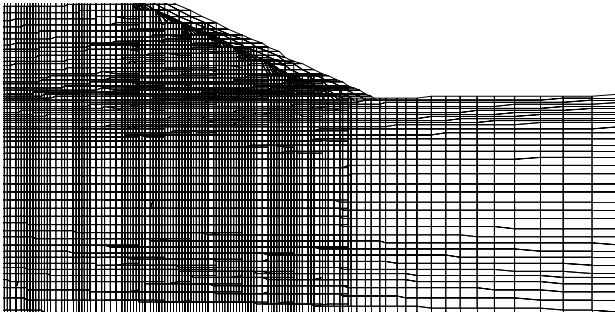


Figure 6. Modèle numérique Flac 3D d'une «tranche» de l'ouvrage

Le second type de simulation, également de type élastoplastique, a consisté à mettre en œuvre la méthode des éléments finis dans le cadre du modèle multiphasique précédemment présenté dans le contexte du calcul à la rupture [5]. L'avantage majeur de cette dernière approche, par rapport à la modélisation 3D précédemment décrite, est de simplifier considérablement la géométrie du problème, qui peut être traité comme un problème bidimensionnel (déformations planes) dans le plan Oxy . Il apparaît en particulier qu'il n'est pas nécessaire de raffiner plus le maillage utilisé pour traiter ce dernier problème, que dans le cas de l'ouvrage non renforcé

6 RESULTATS ET CONCLUSIONS PRELIMINAIRES

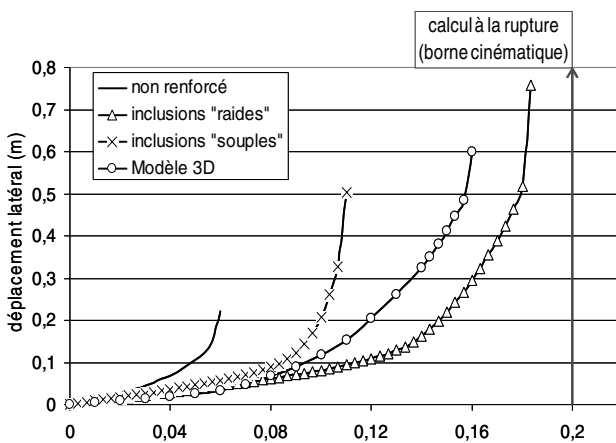


Figure 7. Evolution du déplacement latéral en fonction de l'intensité du chargement sismique. Confrontation entre les différentes approches

Les résultats sont présentés figure 7 sous la forme de courbes donnant la valeur du déplacement d'un point caractéristique de l'ouvrage (situé sur l'axe de symétrie du remblai à l'interface entre le sol compressible et le matelas de transfert de charge), en fonction du coefficient sismique de l'ouvrage que l'on fait croître progressivement à partir de zéro.

On observe tout d'abord qu'en l'absence de renforcement, l'ouvrage ne résiste qu'à des sollicitations sismiques dont l'intensité ne peut excéder $k=0,06$, valeur nettement inférieure à celles évaluées dans le cas de l'ouvrage renforcé, et ce quel que soit le mode de calcul.

La simulation effectuée à l'aide du modèle 3D précédemment décrit donne une valeur limite égale à 0,16, c'est-à-dire inférieure à la borne cinématique déduite du calcul à la rupture, égale à 0,20. Ceci est donc bien conforme au caractère de majorant de cette borne.

La courbe issue du modèle 3D vient par ailleurs s'intercaler entre celles obtenues par le calcul élastoplastique «multiphasique» en faisant deux hypothèses : inclusions «souples» ($k=0,11$), c'est-à-dire ne reprenant pas les efforts de cisaillement et de flexion, et inclusions «raides» ($k=0,18$) où ces efforts sont explicitement pris en compte tant pour ce qui est de leur comportement élastique que de leur résistance. On perçoit donc bien le rôle essentiel joué par ces efforts dans l'augmentation des capacités de l'ouvrage à résister à des sollicitations sismiques.

Il convient enfin de remarquer que tandis que la simulation numérique «3D» exige un temps de calcul considérable (de l'ordre de la semaine!), les simulations numériques fondées sur la modélisation multiphasique requièrent des temps de calcul beaucoup plus raisonnables (quelques dizaines de minutes) et donc parfaitement compatibles avec un dimensionnement rapide de l'ouvrage.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient les différents partenaires du projet national A.S.I.R.I ainsi que le Réseau Génie Civil et Urbain de la DRAST pour leur soutien.

REFERENCES

- [1] Briançon L., Kastner R., Simon B., Dias D. (2004). Etat des connaissances : amélioration des sols par inclusions rigides. *Int. Symp. ASEP-GI*, Dhoubi et al. (ed.), pp. 15-43.
- [2] Jenck O., Dias D., Kastner R. (2005). Soft ground improvement by vertical rigid piles. Two-dimensional physical modelling and comparison with current design methods. *Soils and Foundations*, vol.45, n°6, pp. 15-30.
- [3] Rospars C., Bourgeois E., Humbert P., de Buhan P. (2005). A simplified calculation procedure for evaluating the settlement of a foundation reinforced by rigid inclusions. *Proc. 16th Int. Cong. Soil. Mech. Geotech. Eng.*, Osaka, pp. 855-858.
- [4] Cartiaux F.-B., Gellée, A., de Buhan P., Hassen G. (2007). Modélisation multiphasique appliquée au calcul d'ouvrages en sols renforcés par inclusions rigides. *Rev. Fr. Géotech.*, n°118, pp. 43-52.
- [5] Hassen G., de Buhan P. (2006). A two-phase model for simulating the elastoplastic response of piled raft foundations subject to combined loadings. *Int. J. Anal. Num. Meth. Geomech.*, Vol. 30, 9, pp. 843-864.] Thai Son Q., Hassen G., de Buhan P. (2009). Seismic stability analysis of piled-embankments: a multiphase approach. Soumis à *Int. J. Anal. Num. Meth. Geomech.*
- [6] de Buhan P. (2007). *Plasticité et calcul à la rupture*. Cours de l'ENPC, Presses de l'ENPC, Paris, 264 pages.