

Analyse sismique couplée des sols renforcés par inclusions rigides

Coupled dynamic analysis of soils reinforced with stiff columns

Zerfa FZ.

ARCADIS, Le Plessis Robinson, FRANCE,

RÉSUMÉ : L'emploi des inclusions rigides et des colonnes à modules contrôlés s'est beaucoup développé dans le cadre d'amélioration de sol pour augmenter la capacité portante et pour limiter les tassements sous chargements statiques. Cependant, l'effet de ce type d'amélioration de sol sous sollicitations sismiques sur le développement de la liquéfaction est méconnu. L'objet de cette étude consiste à analyser le comportement des sols renforcés par inclusions rigides soumis à un chargement sismique. Un code éléments finis basé sur la théorie des mélanges développée par Bowen a été utilisé. Le comportement du sol a été modélisé par une loi élastoplastique à surfaces de charges multiples. La forme des surfaces de charge adoptée est celle d'Eeckelen. Elle permet de prendre en compte l'aspect tridimensionnel du chargement. Le comportement des inclusions rigides est supposé élastique.

Les résultats montrent que pour de faible taux de recouvrement et pour des accélérations sismiques importantes, les inclusions rigides n'évitent pas le développement de la liquéfaction et le développement des surpressions interstitielles dans le sol entre les colonnes. Cependant, la capacité portante peut être sauvegardée si le taux de recouvrement est suffisant.

ABSTRACT: The use of stiff inclusions is one of the well-known processes to improve the bearing capacity and to reduce settlements in soft soil layers under static loads. However, when subjected to earthquake loading, the behavior of stiff columns in liquefiable and very soft soils is not well known. The main aim of this study is to investigate the behavior of such reinforced ground when subjected to earthquake loading. For that purpose a finite element code based on Bowen mixture formulation has been used. The soil behavior is assumed to obey constitutive multi-yield surfaces model based on Prevost model. Eeckelen yield surfaces have been considered to take into account the three dimensional loading induced by earthquake shaking. The behavior of stiff columns is assumed elastic. The seismic loading is applied at the base of the model.

Results show that for small area replacement and for high seismic accelerations, stiff columns could be not able to mitigate liquefaction neither large pore pressures nor large settlements to occur between columns. However, the overall bearing capacity could be saved if the area replacement is sufficient.

KEYWORDS: seismic, stiff columns, liquefaction, soil mixture.

1 INTRODUCTION

Ces dernières décennies, la technique de renforcement de sols compressibles par inclusions rigides s'est beaucoup développée. Cette technique permet de réduire et d'homogénéiser les tassements sous les ouvrages. Les inclusions rigides transmettent à une couche moins compressible en profondeur, une importante fraction des charges appliquées en surface. L'autre part de la charge est reprise par le sol entre les inclusions rigides.

Cette technique, applicable pour de nombreux types d'ouvrages, permet de réduire considérablement les coûts des projets. A cet effet, son utilisation en zone sismique est souhaitable. Cependant, en site liquéfiable, la capacité des inclusions rigides à réduire le risque de liquéfaction ne semble pas acquise. Ainsi, l'objectif de la présente étude consiste à analyser l'aptitude des inclusions rigides à réduire le risque de liquéfaction. Pour réaliser cette analyse, des calculs éléments finis ont été effectués. Le code de calcul utilisé est basé sur la théorie des mélanges développée par Bowen pour modéliser le sol par un milieu poreux. Le comportement élastoplastique du sol est simulé par le modèle multi-surfaces développé par Prevost. Ce dernier a été amélioré pour prendre en compte l'effet tridimensionnel de la sollicitation sismique. Les surfaces de charge de Drucker-Prager utilisées dans le modèle de Prevost ont été remplacées par les surfaces d'Eckelen. Des frontières absorbantes ont également été prévues pour prendre en compte l'aspect semi infini du massif de fondation.

Le but principal de ce travail consiste à quantifier la capacité des inclusions rigides à réduire les contraintes de cisaillement et les pressions interstitielles qui se développent dans le sol, entre les inclusions, lors des secousses sismiques. Les résultats obtenus pour le sol amélioré sont comparés à ceux du sol non renforcé.

2 EQUATIONS D'EQUILIBRE POUR UN MILIEU POREUX SATURE

Les équations d'équilibre régissant les milieux poreux saturés établis par Bowen (1982) sont données ci-après :

$$\rho^s \ddot{\mathbf{u}}_s = \text{div} \boldsymbol{\sigma}^s + \rho^s \mathbf{b}_s + \hat{\mathbf{p}} \quad (1)$$

$$\rho^w \ddot{\mathbf{u}}_w = -\nabla p^w + \rho^w \mathbf{b}_w - \hat{\mathbf{p}} - \rho^w \hat{\mathbf{v}} \cdot \nabla \mathbf{v}_w$$

où:

$$\hat{\mathbf{p}} = \left(n^w \right)^2 \rho_w g \mathbf{k}^{-1} \cdot \hat{\mathbf{v}} \quad , \quad \hat{\mathbf{v}} = \mathbf{v}_w - \mathbf{v}_s \quad (2)$$

$\ddot{\mathbf{u}}_s$ et $\ddot{\mathbf{u}}_w$ sont respectivement les accélérations des phases solide et liquide,

\mathbf{v}_s et \mathbf{v}_w sont respectivement les vitesses des phases solide et liquide,

ρ^s et ρ^w sont respectivement les masses volumiques des phases solide et liquide,

\mathbf{k} est le tenseur de perméabilité de Darcy, \mathbf{g} est l'accélération de la pesanteur, $\boldsymbol{\sigma}^s$ est la contrainte partielle dans la phase solide et p^w est la pression dans le fluide. Pour un milieu isotherme et isotrope les relations contraintes-déformations s'écrivent :

$$\begin{aligned} \boldsymbol{\sigma}^s &= \mathbf{E}^s : \boldsymbol{\varepsilon}_s + [\lambda_{sw} \mathbf{I}] : \boldsymbol{\varepsilon}_w \\ \boldsymbol{\sigma}^w &= [\lambda_{sw} \mathbf{I}] : \boldsymbol{\varepsilon}_s + [\lambda_w \mathbf{I}] : \boldsymbol{\varepsilon}_w \end{aligned} \quad (3)$$

où \mathbf{E}^s est le tenseur d'élasticité, $\boldsymbol{\varepsilon}_s$ est le tenseur de déformation de la phase solide, $\boldsymbol{\varepsilon}_w$ est le tenseur de déformation de la phase liquide, δ est le symbole de Kronecker, $\boldsymbol{\sigma}^w$ est la contrainte partielle dans la phase liquide et $\lambda_s, \lambda_w, \lambda_{sw}$ and μ_s sont les paramètres élastiques du milieu poreux.

3 MODELE DE COMPORTEMENT

Comme pour les milieux solides, le taux de déformation dans la phase solide $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_\alpha$ est divisé en une partie élastique $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_\alpha^e$ et une partie plastique $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_\alpha^p$. Les équations de comportement s'écrivent :

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_\alpha = \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_\alpha^e + \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_\alpha^p, \quad \alpha = s, w \quad (4)$$

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_\alpha^p = \langle \dot{\lambda} \rangle \mathbf{P} \quad \text{with} \quad \langle \dot{\lambda} \rangle \geq 0 \quad (5)$$

$$\text{and} \quad \text{tr} \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_\alpha^p = -\frac{n^s}{n^w} \text{tr} \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_\alpha^p$$

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}}' = \mathbf{E} : (\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_\alpha - \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_\alpha^p) \quad (6)$$

$\boldsymbol{\sigma}'$ est le tenseur taux de contraintes effectives de Cauchy et \mathbf{P} est le potentiel plastique.

3.1 Fonction de charge

Le modèle multi-surfaces de Prévost développé en 1988 a été adapté aux sollicitations tridimensionnelles telles que celles générées par les séismes. Les surfaces de charge d'Eekelen (1980) circonscrites aux pyramides de Mohr-Coulomb ont été utilisées (Zerfa, 2003). L'équation de ces surfaces est donnée ci-après :

$$f(\boldsymbol{\sigma}', \boldsymbol{\alpha}, M) = |\mathbf{s} - \bar{p}\boldsymbol{\alpha}| + \sqrt{\frac{2}{3}} R(\theta) M \bar{p} = 0 \quad (7)$$

$$\bar{p} = \frac{1}{3} \text{tr} \boldsymbol{\sigma}' - \frac{c}{\tan \varphi} \quad (8)$$

\mathbf{s} est le tenseur déviatorique, $\boldsymbol{\alpha}$ est le tenseur qui définit l'axe des surfaces de charge, M définit la taille des surfaces de charge, c est la cohésion et φ est l'angle de frottement interne mobilisé.

Plusieurs relations ont été proposées pour décrire la forme des surfaces de charge dans le plan déviatorique. Néanmoins, la forme proposée par Eekelen (1980) semble la plus appropriée car elle reste convexe pour des angles de frottement interne élevés. Elle est décrite par l'expression suivante de $R(\theta)$:

$$R(\theta) = \gamma (1 - \beta \sin 3\theta)^n \quad (9)$$

γ, β et n sont des paramètres de sol à déterminer à partir d'essais triaxiaux en compression et en extension. θ est l'angle de Lode.

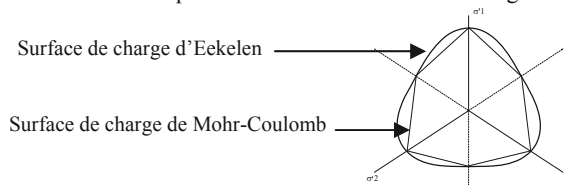


Figure 1. Surfaces de charge d'Eekelen et de Mohr-Coulomb

Dans l'espace des contraintes effectives, les surfaces de charges ayant le même axe, sont imbriquées les unes dans les autres tel que le montre la figure 2.

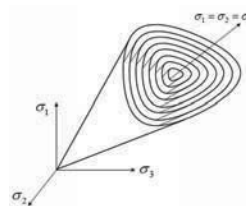


Figure 2. Surfaces de charge imbriquées à axe unique

3.2 Loi d'écoulement

Le potentiel plastique est décomposé en une partie déviatorique associée et une partie sphérique non associée.

3.3 Règle d'écrouissage

L'écrouissage est purement cinématique. Les surfaces de charge activées sont translatées à partir de leur position initiale par leur point de contact de manière à éviter leur chevauchement.

3.4 Algorithme d'intégration de la loi de comportement

Afin d'intégrer les équations constitutives définies par les expressions 4 à 6, l'algorithme du plan sécant (Prévost, 1988, Simo and Hughes, 1987) a été utilisé. Il a l'avantage d'être adapté à des formes de surfaces quelconques mais convexes.

Néanmoins, le problème majeur de cet algorithme réside en son incapacité à converger lorsque le point de contrainte se retrouve à l'arrière du sommet des surfaces de charge. L'apparition de la liquéfaction correspond à ce cas. De ce fait, dès que la liquéfaction apparaît en un point du modèle, les calculs ne peuvent plus être poursuivis.

4 FRONTIÈRES ABSORBANTES

4.1 Formulation mathématique

En dynamique, l'étude de l'interaction sol-structure joue un rôle important. La taille de la partie de la fondation à prendre en compte et les conditions aux limites à considérer influencent énormément les réponses des structures. Ainsi, afin de pouvoir remplacer le système semi-infini par un milieu fini équivalent, limité par ce qu'on appelle une frontière absorbante, le comportement à l'infini doit être précisé.

Dans un système infini, les ondes se propagent de la source vers l'infini alors que dans système fini elles sont réfléchies vers la source lorsqu'elles atteignent les limites du modèle. Les conditions aux limites doivent donc stipuler qu'aucune énergie ne doit être réfléchie par la limite artificielle vers la structure. C'est ce qu'on appelle la condition de radiation.

Différents méthodes ont été proposées afin de solutionner le problème. La première suggère de borner le domaine par une limite artificielle qui coïncide avec la limite artificielle. Les conditions aux limites imposées à cette frontière consistent à lui assigner la condition de radiation. Dans le cadre de cette méthodologie, la première idée fut développée par Lysmer et Kuhlmeyer [19,21]. Ils proposent de compenser l'énergie réfléchie par des amortisseurs répartis sur toute la frontière artificielle. Cette méthode présente l'avantage de conduire à des équations qui ne dépendent pas des fréquences du système, qui sont faciles à intégrer dans les équations d'équilibre et qui conduisent à des résultats acceptables. Cette technique qui s'est avérée assez pratique a été adaptée aux milieux poreux (Zerfa, 2004) en considérant une formulation \mathbf{u}^s - \mathbf{u}^w des équations d'équilibre.

Les contraintes visqueuses qui doivent absorber aux frontières du modèle, l'énergie des ondes réfléchies s'écrivent sous la forme suivante :

$$\begin{aligned} \sigma_{ij}^s n_j &= -(A_{ij}^{ss} v_j^s + A_{ij}^{sw} v_j^w) \\ \sigma_{ij}^w n_j &= -(A_{ij}^{ws} v_j^s + A_{ij}^{ww} v_j^w) \end{aligned} \quad (10)$$

où v_j^s et v_j^w sont respectivement les vitesses de la phase solide et de la phase liquide.

A_{ij}^{ss} , A_{ij}^{sw} , A_{ij}^{ws} et A_{ij}^{ww} dépendent des paramètres d'élasticité des sols.

Les tenseurs de contraintes visqueuses σ définis par les expressions **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** doivent être assemblés en forces nodales le long de la frontière absorbante Γ constituée de la base du modèle et des deux frontières latérales.

4.2 Formulation éléments finis pour les sollicitations sismiques

Dans le cas d'une sollicitation sismique, la frontière absorbante doit permettre à la fois à l'onde incidente de pénétrer dans le système et à l'onde sortante d'être évacuée.

Le rôle de la frontière visqueuse est d'absorber seulement l'énergie de l'onde réfléchie. Par conséquent, le mouvement relatif à l'onde réfléchie doit être déterminé avec précision. Néanmoins, il est préconisé que si l'on se place suffisamment loin de la structure, ce mouvement peut être approché si on connaît le mouvement en champ libre, c'est à dire le mouvement du massif en l'absence de la structure (Gomez-Masso et al. 1979). L'équation du mouvement pour l'ensemble du système sol-structure s'écrit :

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{N}(\mathbf{u}) + \mathbf{C}'(\dot{\mathbf{u}} - \dot{\mathbf{u}}_{ff}) = \mathbf{M}\mathbf{a} \quad (11)$$

\mathbf{M} est la matrice masse, \mathbf{C} est la matrice d'amortissement, \mathbf{N} est l'opérateur de rigidité, \mathbf{C}' est la matrice d'amortissement de la frontière absorbante, \mathbf{u} est le vecteur déplacement, \mathbf{a} est l'accélération sismique. \mathbf{u}_{ff} est le mouvement du champ libre.

5 EXEMPLES NUMERIQUES

5.1 Géométrie du modèle et maillage

L'exemple considéré pour analyser l'impact des inclusions rigides sur le développement de la liquéfaction est constitué de :

- une couche superficielle de sable argileux d'un mètre d'épaisseur,
- une couche de sable lâche de 7 m d'épaisseur
- un substratum marneux.

La nappe est située à 1 m de profondeur

La figure suivante présente le profil de sol étudié.

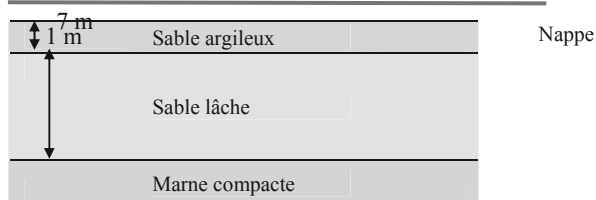


Figure 4. Massif de sol étudié

Trois modèles ont été étudiés :

1 le premier considère le massif de sol de la figure 4 sans renforcement,

2 le second prend en compte un renforcement de la couche liquéfiable par des inclusions rigides de 0.5 m de diamètre et 1.9 m d'entre axe.

3 le second prend en compte un renforcement de la couche liquéfiable par des inclusions rigides de 0.85 m de diamètre et 1.9 m d'entre axe.

Le maillage est constitué de 782 éléments et 848 nœuds. Une frontière absorbante a été prévue le long de la frontière du modèle. Le maillage utilisé est présent par la figure 3 ci-dessus :

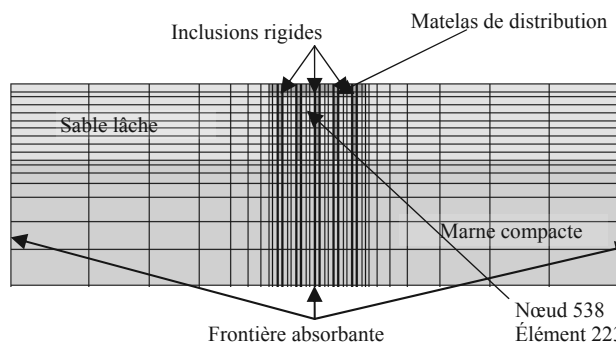


Figure 3. Maillage du modèle

5.2 Paramètres des matériaux

Le comportement du sable lâche a été idéalisé par 7 surfaces de charge. Le comportement du sable argileux et des marnes compactes est idéalisé par 3 surfaces de charge. Le comportement des inclusions rigides est supposé élastique.

Table1. Paramètres des matériaux

	Marne compacte	Sable lâche et sable argileux	Matelas de transfert
λ_s (MPa)	5000	2790	5000
λ_w (MPa)	2400	1800	2400
λ_{sw} (MPa)	1200	1200	1200
μ_s (MPa)	50	100	400
ρ_w (kg/m ³)	1000	1000	1000
ρ_s (kg/m ³)	2700	2700	2700
n^w (-)	0.33	0.4	0.30
c (kPa)	30	5	2
ϕ (°)	30	33	38

5.3 Accélérogramme

L'accélérogramme Pacoima a été utilisé pour réaliser les calculs. L'accélération maximale a été limitée à 0.25 g.

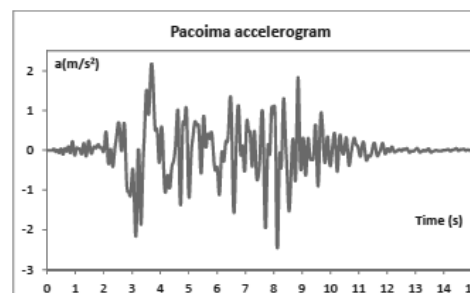


Figure5. Accélérogramme Pacoima pour $a_{max} = 0.25g$

6 INTERPRETATIONS DES RESULTATS

Les résultats montrent que pour tous les calculs effectués, la liquéfaction apparaît 2.2 secondes après le début de la secousse

dans la zone non renforcée, entre 2 m et 3 m de profondeur. A ce moment, les calculs ont été arrêtés à cause des problèmes de convergence rencontrés par l'algorithme d'intégration de la loi de comportement.

L'apparition de la liquéfaction est en adéquation avec l'accélérogramme qui présente une augmentation considérable de l'accélération sismique à cet instant (0.11 g).

La figure 8 montre que l'augmentation des pressions interstitielles apparaît avec un léger retard (0.8 s environ) dans la zone renforcée. En effet, les pressions interstitielles apparaissent dès 1.6 secondes après le début du séisme dans la zone non traitée alors que dans la partie renforcée elles commencent à augmenter à 2.2 secondes. Ce décalage indique que la zone renforcée oppose une rigidité plus importante au développement des pressions interstitielles sous les sollicitations sismiques. La figure 8 montre également que pour le sol non traité, les pressions interstitielles commencent à s'accumuler pour des accélérations qui sont relativement faibles et augmentent ensuite rapidement avec celles-ci. Dans le sol renforcé, les pressions interstitielles se développent pour une accélération plus importante mais augmentent rapidement.

Les figures 6 et 7 montrent que les inclusions rigides n'ont pas induit une réduction importante de l'accélération maximale et de la contrainte de cisaillement dans le sol à 2.2 secondes ($a=0.11$ g). Néanmoins, on observe à ce même instant une diminution des pressions interstitielles d'environ 17% (inclusions de 50 cm de diamètre) pour le premier modèle et de 40% pour le second modèle (inclusions de 85 cm de diamètre). Cette différence peut être attribuée au fait que les pressions interstitielles ont commencé à s'accumuler plus tôt dans le sol non renforcé. Il apparaît d'après les figures 6 et 7, que les inclusions rigides réduisent considérablement les contraintes de cisaillement pour les faibles accélérations. Cependant, dès que l'accélération sismique atteint la valeur de 1.1 m/s^2 , la contrainte de cisaillement et la pression interstitielle dans le sol renforcé augmentent de manière quasi similaire au sol non renforcé. La figure 8 montre que les courbes deviennent presque parallèles.

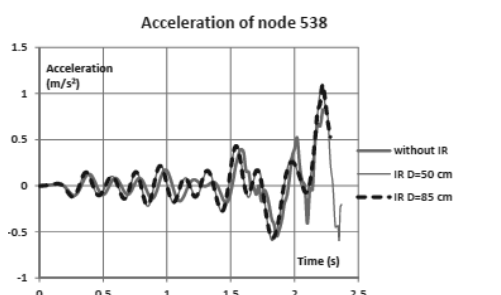


Figure6. Accélération au nœud 538 (situé entre deux inclusions rigides)

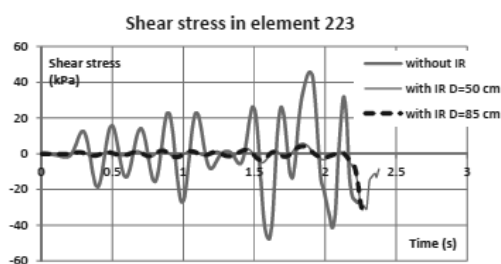


Figure7. Contrainte de cisaillement dans l'élément 223 (situé entre deux inclusions rigides)

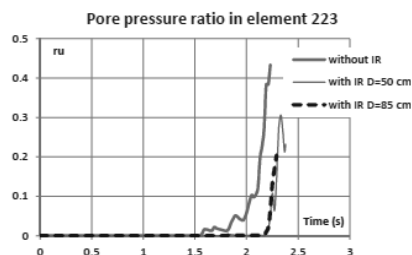


Figure8. Taux de pression interstitielle dans l'élément 223 (situé entre deux inclusions rigides)

7 CONCLUSION

Les résultats de cette étude montrent que la zone renforcée par inclusions rigides a développé un comportement plus résistant, notamment pour les faibles accélérations. Les pressions interstitielles ont apparu plus tôt dans le massif non traité, même pour de faibles accélérations. Dans le sol renforcé, le développement des pressions interstitielles est apparu avec une augmentation importante de l'accélération sismique.

Il est possible de conclure que pour des faibles accélérations, les inclusions rigides peuvent diminuer les pressions interstitielles. Pour des accélérations importantes (à partir de 0.1 g selon cette étude), les inclusions rigides ne permettent pas d'éviter le développement de pressions interstitielles importantes voire de la liquéfaction. Ainsi le sol compris entre les colonnes peut subir des déformations importantes. Cependant, si le taux de recouvrement est important, et si la stabilité des inclusions est assurée, la capacité portante globale peut être préservée et les tassements qui apparaîtront dans le sol entre les colonnes affecteront peu les ouvrages notamment pour des épaisseurs de couches liquéfiables faibles à modérées. Cette analyse peut expliquer les retours d'expérience satisfaisants du traitement de la liquéfaction par les colonnes de jet-grouting. On pourrait citer dans ce cadre, l'exemple du Carrefour Shopping Center lors du séisme d'Izmit. Pour cet ouvrage qui bien a résisté à la liquéfaction, le taux de recouvrement est de 7% et l'épaisseur de la couche liquéfiable de 4 m.

En conclusion, cette étude montre qu'il n'est pas sûr que la liquéfaction des sols soit éliminée entre les inclusions rigides. Néanmoins, son effet sur les ouvrages peut être atténué si la stabilité des inclusions est assurée et si ces dernières restent en mesure de transmettre les efforts subits aux couches non liquéfiables sous-jacentes pendant et après le séisme.

1 REFERENCES

- Briançon, L. 2002. Renforcement des sols par inclusions rigides – Etat de l'Art en France et à l'Etranger (in french). *IREX, Paris*
- Prévost J. H., 1978. Plasticity theory for soils stress-strain behavior. *Journal of Engineering Mechanics Division, Proceeding of ASCE*, 104, EM5, 1177-1194.
- Van Eekelen H. A. M. 1980. Isotropic yield surfaces in three dimensions for use in soil mechanics. *International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 4, 89-101.
- Bowen R. M. 1982. Compressible porous media models by use of the theory of mixtures. *International Journal of Engineering Science*, Vol. 20, N° 6, 697-735.
- Z. Zerfa and B. Loret. 2004. A viscous boundary for transient analyses of saturated porous media. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33, 89-110.
- Z. Zerfa and B. Loret. 2003. Coupled elastic-plastic analysis of earth structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23, 435-454.
- Durgunoglu, H.T., 1999. Izmit Carrefour Sa site, evaluation of liquefaction potential. *Internal report, Zetas Earth Technology Corp.-in Turkish*.
- Gomez-Masso A., Lysmer J. and Seed H. B. 1979. Soil structure interaction effects in different seismic environments. *Report N° EERC 79-18*.