

PONT DE RION ANTIRION FIABILITE ET CONCEPTION PARASISMIQUE DES FONDATIONS

A. PECKER

GEODYNAMIQUE & STRUCTURE

1 INTRODUCTION

Une des difficultés de la conception parasismique des ouvrages réside dans l'imprécision de la définition de l'aléa sismique, c'est à dire en final, des sollicitations appliquées à l'ouvrage.

Bien entendu, tout contrat de construction comporte la définition d'une sollicitation de calcul, généralement sous la forme d'un spectre de réponse d'oscillateur, mais cette sollicitation de calcul n'est pas représentative d'un événement sismique physique et présente une marge d'incertitude.

Le spectre de réponse résulte de la combinaison de spectres de différents événements (séisme de forte magnitude à distance moyenne, séisme de plus faible magnitude à l'aplomb du site par exemple) et est obtenu de façon à ce que chaque ordonnée spectrale ait une égale probabilité de dépassement.

Même en l'absence d'évaluation probabiliste de la sollicitation de calcul, il convient de prendre conscience des incertitudes qui y sont attachées.

Les versions les plus récentes des lois d'atténuation permettent de spécifier l'ordonnée spectrale y , à la fréquence f , d'un événement de magnitude M prenant origine à une distance d du site. Il est maintenant reconnu que cette accélération spectrale est également fortement influencée par les conditions géotechniques locales. On peut donc écrire de façon symbolique :

$$y = g(f, M, d, S) \quad (1)$$

où g est une fonctionnelle dont la détermination est basée sur des études statistiques réalisées à partir d'enregistrements de séismes.

Les incertitudes sur y résultent des incertitudes portant sur M et d , autrement dit liées à la connaissance de la géologie et de la sismicité historique, des incertitudes sur S , liées à la connaissance géotechnique du site et à la variabilité spatiale des propriétés mécaniques, et finalement des incertitudes portant sur la fonctionnelle g . Cette dernière incertitude est plus facilement quantifiable et elle révèle, pour la plupart des lois d'atténuation en usage, un facteur 2 entre la prédiction de la valeur moyenne de y et celle de la valeur moyenne plus un écart type.

Face à cette situation, le concepteur a pour objectif de proportionner l'ouvrage pour la sollicitation qui lui est définie contractuellement, et qui tient compte du coût que le Maître d'Ouvrage est prêt à investir pour la protection parasismique de son ouvrage; un concepteur responsable doit (ou devrait) envisager des sollicitations réelles, auxquelles sera soumis l'ouvrage pendant sa phase d'exploitation, différentes de celles du calcul et s'assurer que le comportement de l'ouvrage reste sain sans détérioration rapide et apparition d'instabilité pour une plage de sollicitations variables autour de la sollicitation de calcul. Bien évidemment l'ouvrage sera plus endommagé mais ne s'effondrera pas, préservant les vies humaines qu'il abrite.

Cet aspect de la fiabilité d'un ouvrage est un des aspects auquel Pierre Londe était fortement attaché et qu'il ne manquait jamais de signaler aux ingénieurs qui ont eu, comme moi-même, le privilège de le côtoyer durant leur vie professionnelle. La question était invariablement "Que se passe-t-il si on effectue une légère variation des paramètres d'entrée ?". Je crois pouvoir dire qu'il était plus sensible à la réponse à cette question qu'à de savants calculs probabilistes de la fiabilité.

Dans cette communication, nous allons illustrer, sur l'exemple d'un ouvrage exceptionnel, la mise en œuvre de ce principe pour améliorer le comportement ultime de l'ouvrage.

Les conditions environnementales particulièrement sévères du Pont de Rion Antirion ont conduit à l'adoption d'une solution novatrice pour les fondations des piles de l'ouvrage principal. Cette solution, qui n'avait jamais été mise en œuvre dans une zone à forte sismicité, a nécessité le développement de méthodes de calcul originales, l'utilisation d'outils numériques puissants et le recours à la validation expérimentale sur modèle réduit. L'utilisation conjointe de ces trois outils a permis d'aboutir à un système de conception fiable et économique respectant les exigences décrites précédemment.

2 LES CONDITIONS ENVIRONNEMENTALES

La zone de Patras est située dans une région à l'activité sismique fréquente et élevée. La figure 1 illustre la localisation des séismes de magnitude supérieure à 6.0 ressentis dans le Golfe de Corinthe lors du siècle dernier.

On notera plus particulièrement, à une trentaine de kilomètres à l'Est du site, le séisme du 15 juin 1995 d'Aigion.

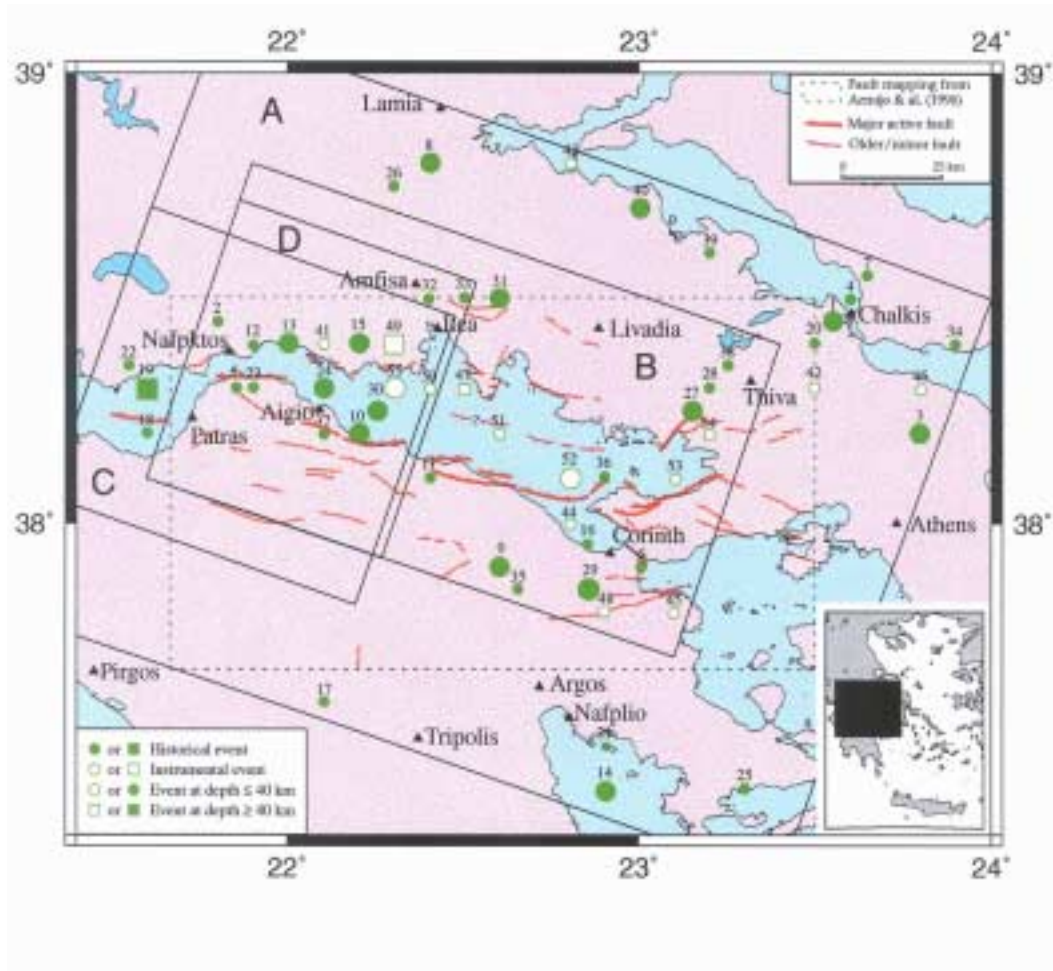


Figure 1: Sismicité du golfe de Corinthe

Le séisme de dimensionnement de l'ouvrage est caractérisé par un événement de magnitude 6.5 à 7.0 prenant origine sur une faille située à une dizaine de kilomètres du site. La période de retour de cet événement est de 2 000 ans. Il en résulte à l'aplomb de l'ouvrage, un mouvement dont l'accélération maximale au sol est égale à 0.48 g avec un maximum d'accélération spectrale de 1.2 g entre 0.3 s et 1.1 s (figure 2).

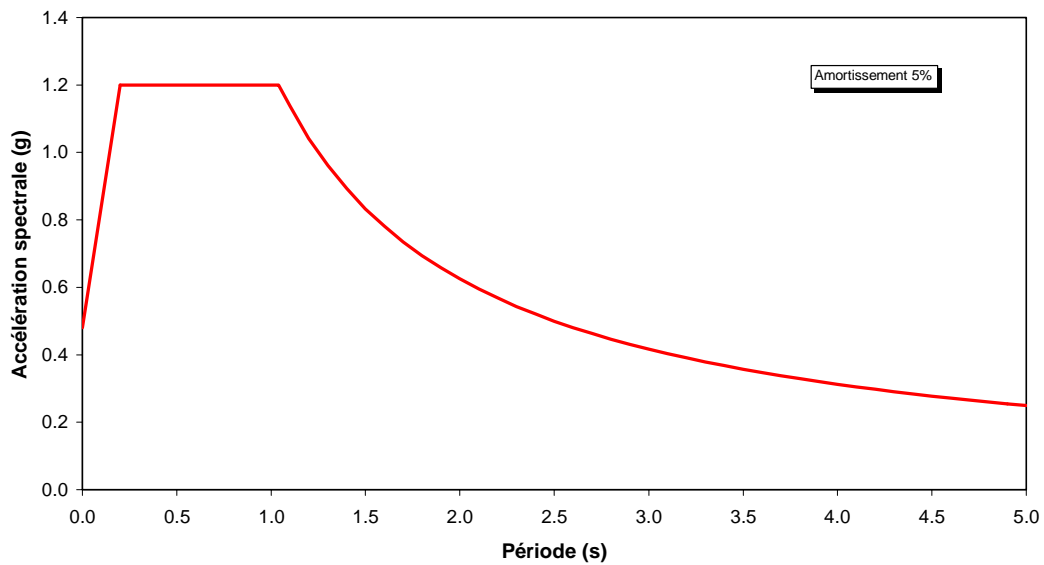


Figure 2 : Spectre du séisme de dimensionnement

L'ouvrage principal, dont les fondations sont situées à la cote - 65 par rapport au niveau moyen des eaux, est implanté dans une zone constituée de dépôts alluvionnaires sur des épaisseurs de plusieurs centaines de mètres. Les reconnaissances effectuées (sondages, sismique réflexion, étude géologique) ont permis de conclure qu'il n'existait pas de substratum rocheux à moins de 500 à 800 m de profondeur.

Les reconnaissances géotechniques ont permis de caractériser les 100 premiers mètres de terrain à l'aide de sondages carottés, essais de laboratoire et essais in-situ (cross-hole, piézocône, cône sismique, dilatomètre). Les sols de fondation sont constitués d'alternances métriques de couches ou lentilles de sable, silt plus ou moins sableux, argile silteuse et argile de plasticité moyenne.

La cohésion non drainée des matériaux croît avec la profondeur suivant une loi du type:

$$C_u = (0.25 \text{ à } 0.28) \sigma'_v \left(1 + \frac{150}{\sigma'_v} \right)^{0.8} \quad z \leq 25 \text{ m} \quad (2)$$

$$C_u = (0.25 \text{ à } 0.30) \sigma'_v \quad z > 25 \text{ m} \quad (3)$$

Les relations précédentes mettent en évidence une légère surconsolidation du sol (pression de préconsolidation de 150 kPa) en partie haute, alors que sous 25 m de profondeur, le sol est, en moyenne, normalement consolidé.

La compressibilité des sols est très variable avec des valeurs du rapport $C_c / (1 + e)$ de l'ordre de 0.1 à 0.3.

Les vitesses de propagation des ondes de cisaillement croissent légèrement depuis une valeur de l'ordre de 150 m/s au voisinage de la surface jusqu'à 300 m/s vers 100 m de profondeur.

La figure 3 montre, à titre d'illustration, la variation avec la profondeur de la résistance au cisaillement non drainée (cohésion pour les sols argileux, résistance cyclique pour les sols pulvérulents) et de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement à l'emplacement d'une des piles.

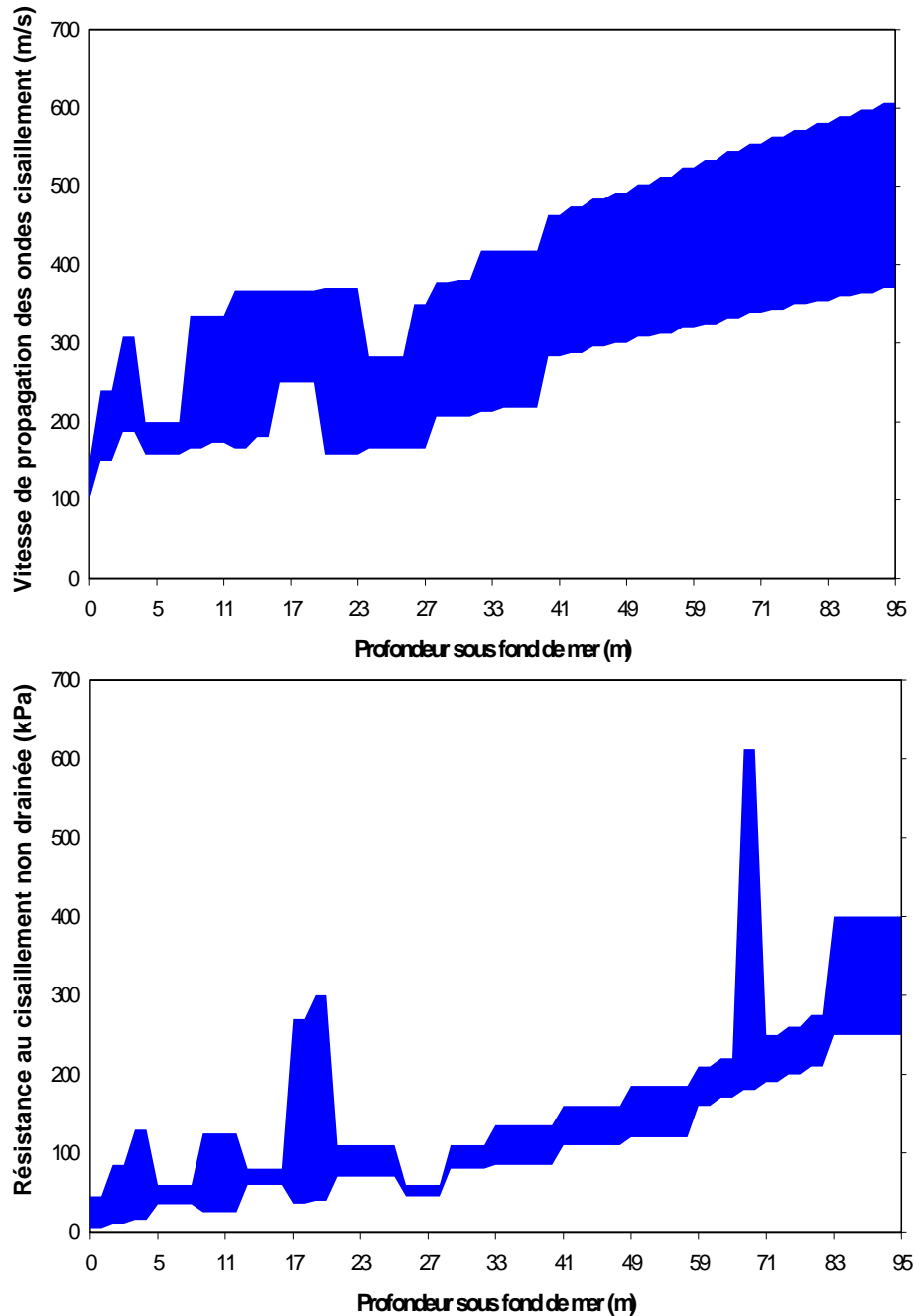


Figure 3 : Variation des caractéristiques mécaniques

Finalement, les études sismiques réalisées ont montré que certains niveaux étaient susceptibles de liquéfaction lors de l'agression sismique correspondant au séisme de dimensionnement.

3 LE SYSTEME DE FONDATION

L'ordre de grandeur des efforts appliqués par une pile au sol de fondation (poids propre 750 MN, effort sismique horizontal 500 MN, moment sismique de renversement 18 000 MN.m), l'existence de couches liquéfiables en partie supérieure, la forte hétérogénéité et compressibilité des sols ne permettaient pas de fonder directement les piles sur le sol par le biais de fondations superficielles.

Par ailleurs, l'absence de substratum à faible, et même forte, profondeur ne permettait pas le recours à des pieux travaillant en pointe.

La solution finalement retenue qui présente l'intérêt, outre sa plus grande facilité de mise en œuvre, d'être la plus économique, consiste à fonder la pile superficiellement par l'intermédiaire d'un caisson gravitaire reposant sur un sol préalablement renforcé par inclusions rigides (figure 4).

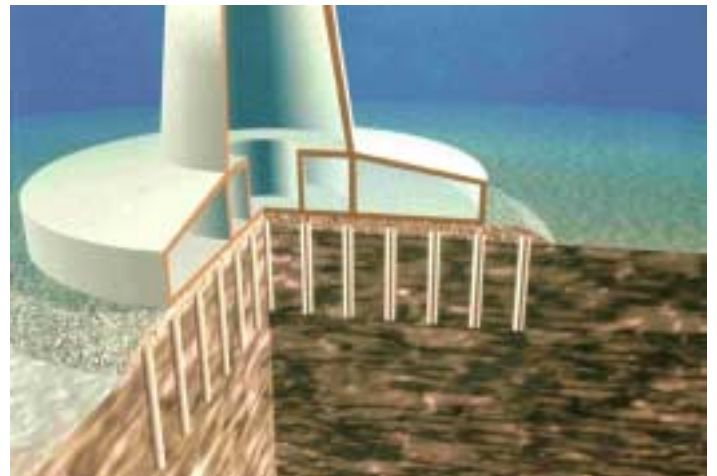
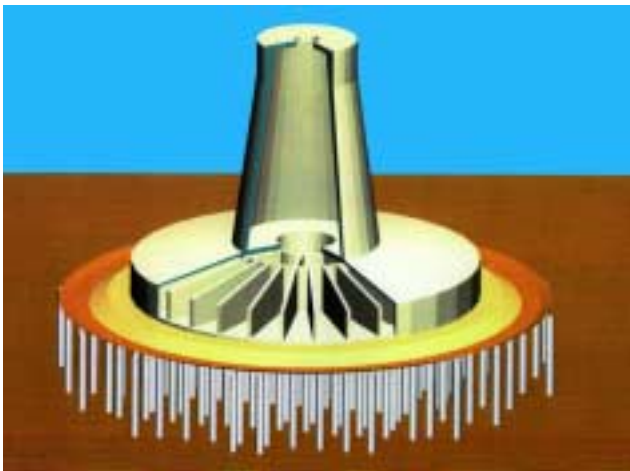


Figure 4: Fondation d'une pile

La fondation a un diamètre à la base de 90 m. Les inclusions sont constituées de tubes aciers de 2 m de diamètre, 20 mm d'épaisseur et 25 à 30 m de longueur. Ils sont battus dans le sol à la maille de 7 m x 7 m sous et à l'extérieur de la fondation jusqu'à un rayon de 65 m. Au total, environ

270 inclusions sont implantées sous trois des quatre fondations de l'ouvrage principal.

Entre la tête des inclusions et la sous-face du radier, est interposée une couche de matériau de ballast parfaitement drainant dont le rôle est de servir de matelas de répartition vis-à-vis du poids propre, de prévenir les phénomènes de succion sous l'effet des moments de renversement et surtout de jouer le rôle de "fusible" en écrêtant, par glissement de la fondation sur le sol, les efforts lors de fortes sollicitations sismiques.

Ce concept permet d'introduire pour les fondations en zone sismique le concept de dimensionnement en capacité couramment utilisé en génie parasismique pour les structures (Pecker, 1998) et par là même de répondre à l'objectif fixé d'accroissement de la fiabilité de l'ouvrage en situation extrême.

4 DIMENSIONNEMENT EN CAPACITE

La philosophie du dimensionnement en capacité consiste à introduire une hiérarchie dans la résistance des divers éléments constitutifs d'un système (Paulay, 1993). Le système structural est déterminé de façon rationnelle et déterministe de manière à aménager des zones dissipatives d'énergie, appelées rotules plastiques en mécanique des structures, possédant de larges réserves en termes de capacité de déformation pour permettre l'adaptation à des déviations significatives des estimations initiales des efforts.

La stratégie invite le concepteur à concevoir la structure en localisant les rotules plastiques à des emplacements judicieusement choisis, et à proscrire toute plastification ailleurs en surdimensionnant les zones hors rotules plastiques.

Ce concept est illustré avec l'analogie simple de la figure 5. Si l'on considère une chaîne constituée de n maillons identiques réalisée dans un matériau peu noble, soumise à un effort de traction, la rupture brutale se produira en moyenne pour la capacité de résistance d'un maillon mais de façon aléatoire le long de la chaîne : le comportement sera de type fragile comme illustré par la courbe effort-allongement de la chaîne. Si maintenant, est interposé dans la chaîne un maillon noble, possédant un comportement ductile, et si les autres maillons sont renforcés pour résister à un effort de traction supérieur à l'effort de dimensionnement, le comportement global de la chaîne devient ductile avec concentration des déformations, et dissipation d'énergie sous chargement alterné, dans le maillon ductile. Au-delà de la charge de calcul, la chaîne s'allonge mais ne rompt pas. De toute évidence, l'analogie est immédiate avec le concept de fondation :

- le maillon ductile, ou "rotule plastique", est constitué par la couche de ballast dans laquelle se concentrent les déformations et la dissipation d'énergie par glissement.

- le surdimensionnement est fourni par le renforcement du sol par les inclusions qui interdit les ruptures se développant dans la masse de sol et mettant en jeu des rotations de la fondation.

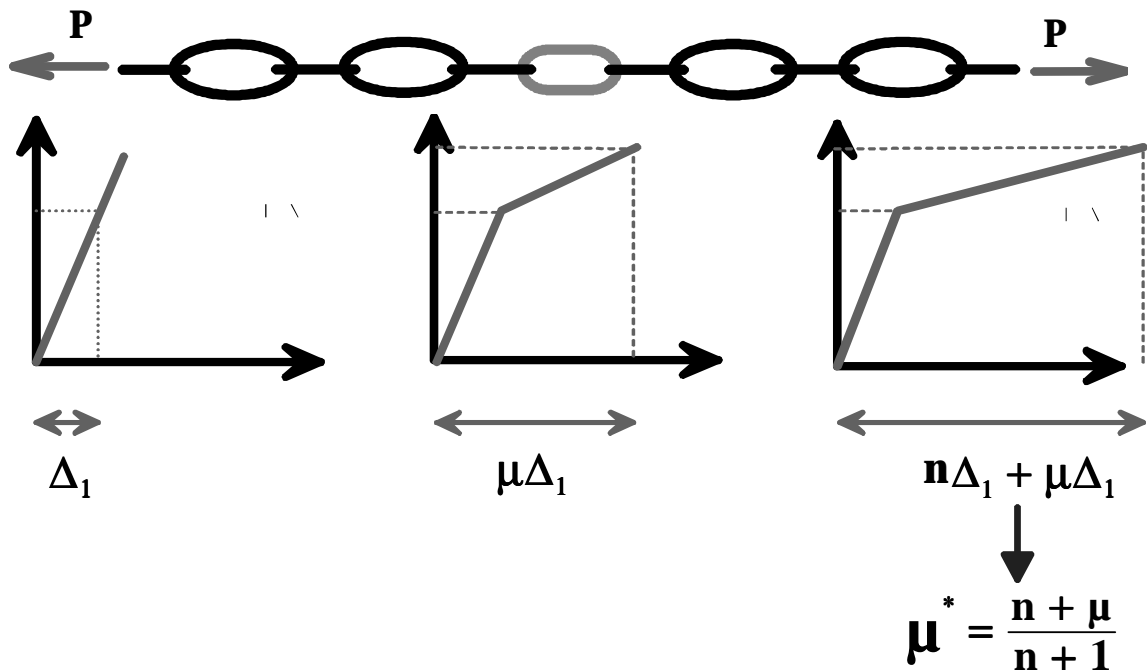


Figure 5 : Chaîne ductile et concept de dimensionnement en capacité

En conséquence, comme cela est mis en évidence au paragraphe suivant, l'effet combiné du lit de gravier et du renforcement de sol a pour objet, non seulement d'accroître la capacité portante de la fondation, mais surtout d'imposer et de contrôler le mode de rupture de celle-ci :

- le fusible fourni par la présence de la couche de gravier, dont les caractéristiques sont à la fois contrôlées et maîtrisées, joue le rôle de zone dissipative d'énergie : il limite les efforts transmis à la superstructure, dissipe l'énergie par frottement et impose un mode de rupture par glissement à la fondation; un tel mode de "rupture" est acceptable pour l'ouvrage.
- le renforcement du sol par inclusions accroît la capacité de résistance vis à vis des modes de rupture indésirables, tels des modes impliquant des rotations de la fondation particulièrement préjudiciables pour les structures élancées. On peut montrer que cet accroissement de résistance est directement fonction du schéma de renforcement (espacement des inclusions, diamètre...).

5 JUSTIFICATION DES FONDATIONS

La justification du système de fondations décrit ci-dessus a nécessité le développement de méthodes de calcul nouvelles pour le dimensionnement, l'utilisation de méthodes numériques élaborées pour la vérification et l'élaboration d'un modèle rhéologique représentant le sol et les inclusions pour la prise en compte dans les études sismiques de l'ouvrage.

Les méthodes de dimensionnement sont basées sur la théorie du calcul à la rupture (Salençon, 1983) étendu au cas des sols renforcés (de Buhan, Salençon, 1990). L'approche cinématique du calcul à la rupture appliquée à des mécanismes du type de celui de la figure 6 (Salençon - Pecker, 1995) permet de définir, pour un torseur des efforts appliqués à la fondation (N effort vertical, T effort horizontal, M moment de renversement), le domaine des chargements admissibles défini dans l'espace des paramètres de chargement par une surface, d'équation:

$$\phi(N, T, M) \leq 0$$

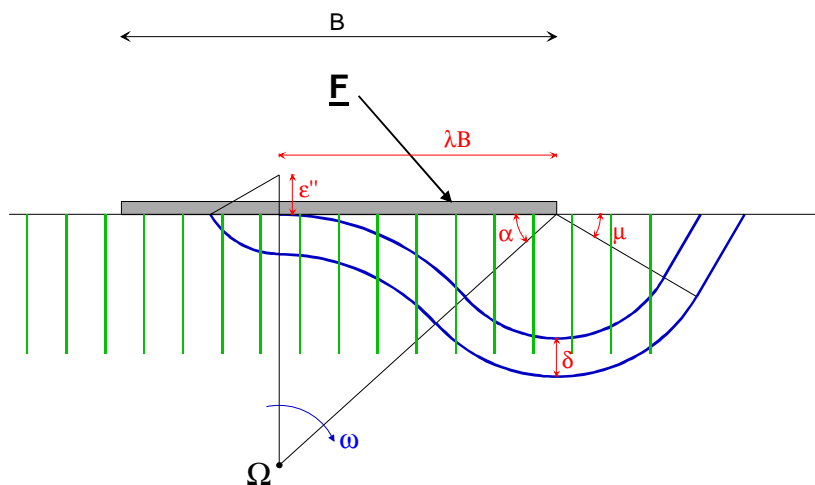


Figure 6 : Mécanisme cinématique

La figure 7 présente pour un effort normal donné correspondant au poids propre de la fondation une coupe du domaine des chargements admissibles pour $N = \text{constante}$. Deux domaines sont représentés sur cette figure: le

plus restreint correspond au cas du sol non renforcé et le plus vaste au cas du sol renforcé par inclusions. Le gain apporté par le renforcement est évident et autorise la prise en compte d'efforts horizontaux et de moments de renversement nettement plus élevés.

De plus, la branche verticale ascendante de la surface limite, sur la partie droite de la figure, correspond à un glissement à l'interface sol-fondation sur la couche de gravier.

En se déplaçant sur la surface limite extérieure depuis le point ($M = 0$, $T = 560$ MN), on remarque que le glissement à l'interface prévaut jusqu'à des moments de l'ordre de 20 000 MN; pour des valeurs plus élevées du moment de renversement, des mécanismes de rotation deviennent prédominants et la force maximale horizontale admissible décroît. La hauteur du segment vertical correspondant au glissement est liée au schéma d'implantation des inclusions et peut donc, dans certaines limites, être ajustée suivant les besoins.

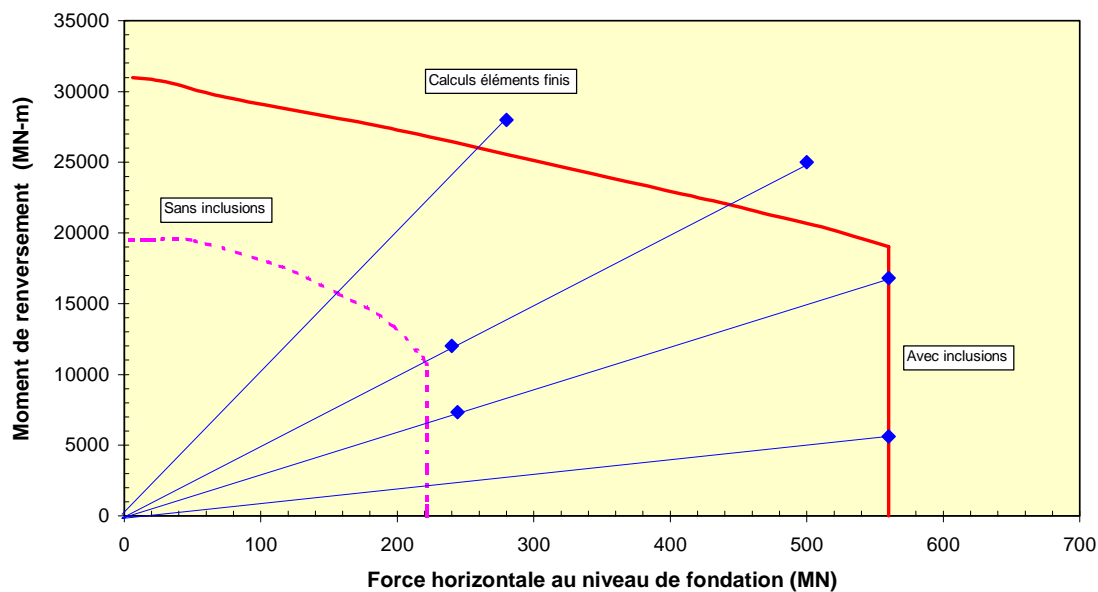


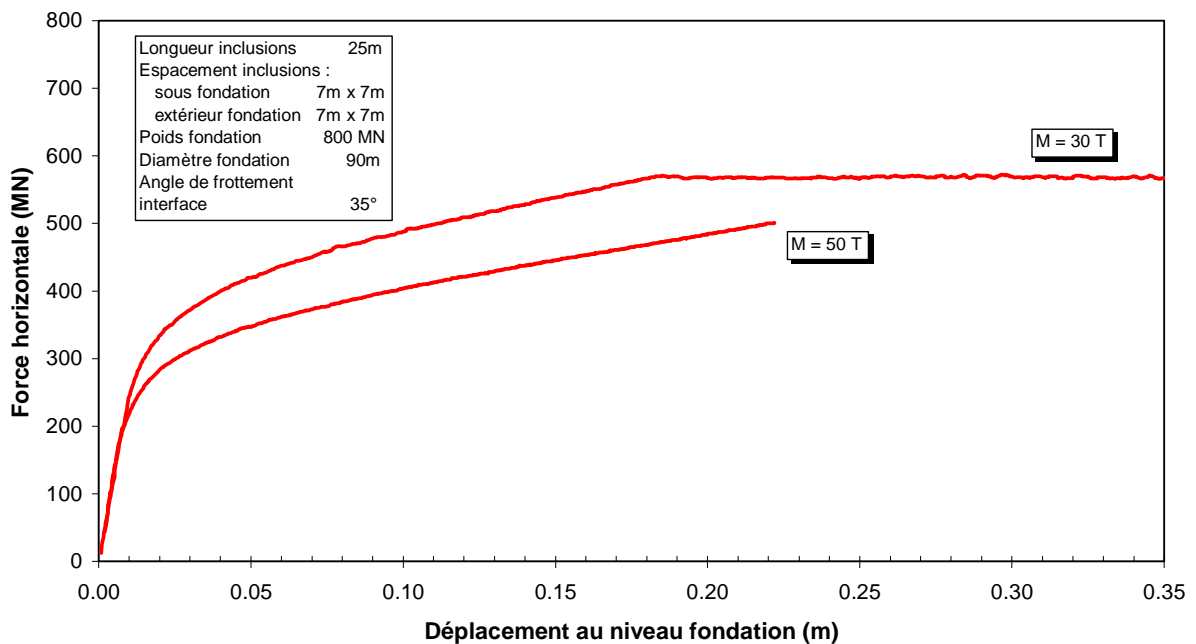
Figure 7 : Domaine des chargements admissibles

La méthode mise en œuvre a fait l'objet de développements importants (Pecker et al, 1998, Pecker, Salençon, 1999) et s'est traduite par l'écriture d'un code de calcul (Harikiopoulós - Pecker, 1998) permettant d'aboutir,

pour la détermination des domaines de chargements admissibles, à une méthode de dimensionnement efficace du maillage d'inclusions.

La méthode précédente, si elle fournit des informations sur les chargements limites de la fondation, ne permet pas d'accéder aux déplacements de la fondation. Ceux-ci ont été évalués par des calculs numériques en éléments finis.

Pour ces calculs, réalisés en géométrie bidimensionnelle ou tridimensionnelle le, le sol a été représenté à l'aide d'une loi de comportement élastoplastique avec écrouissage, calée sur les essais de laboratoire de la campagne géotechnique; des éléments d'interface permettant le glissement et le décollement ont été introduits entre le sol et la fondation d'une part et entre le sol et chaque inclusion d'autre part. Les modèles ainsi constitués, qui comportent environ 15 000 degrés de liberté en géométrie bidimensionnelle et plus de 100 000 en géométrie tridimensionnelle, ont été sollicités jusqu'à la rupture sous des chargements monotones correspondant à des couples (M, T), tels que $M/T = \text{cste}$ (figures 8 et 9).



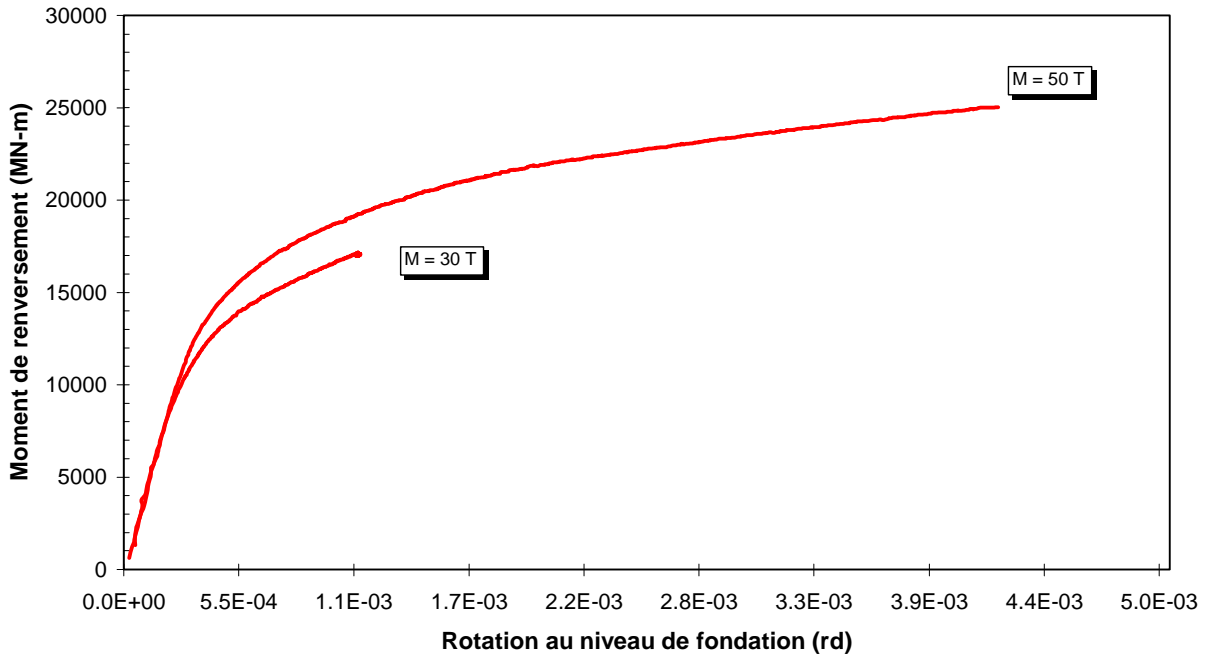


Figure 8 : Calculs éléments finis - Courbes efforts-déplacements Figure 9:

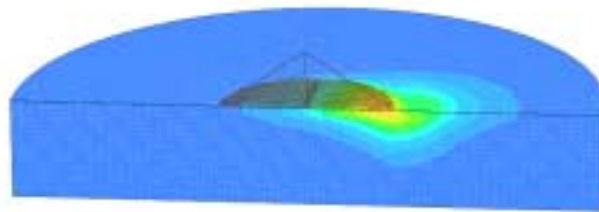


Figure 9 : Schéma de rupture tridimensionnel de la fondation

Les résultats obtenus ont été comparés aux méthodes de dimensionnement exposées précédemment et ont montré un très bon accord ($\pm 12\%$ d'écart au

maximum). La comparaison avec des essais sur modèle réduit en centrifugeuse (Garnier, Pecker, 1999) a permis également de confirmer ces résultats et d'aboutir ainsi à une méthode de dimensionnement parfaitement validée (Figure 10).

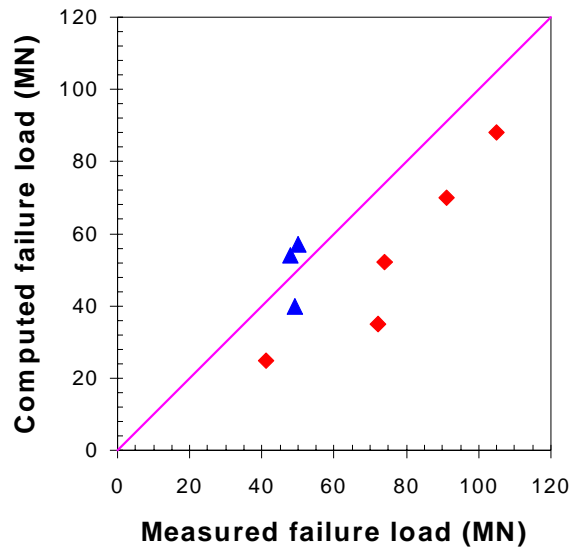


Figure 10: Résultats des essais en centrifugeuse

6 CALCUL SISMIQUE DE L'OUVRAGE

Pour les calculs sismiques de l'ouvrage réalisés par Dumez-GTM / SEEE, il était nécessaire d'aboutir à une représentation simplifiée du complexe sol - inclusions permettant la mise en œuvre des nombreux calculs paramétriques que requiert le dimensionnement; compte tenu de la taille du modèle de structure, il n'était pas réaliste d'envisager une modélisation éléments finis du sol et des inclusions, tel que celui décrit ci-dessus. Cette modélisation, et les résultats de la figure 8, ont été utilisés pour développer un modèle rhéologique simplifié représentant pour chaque degré de liberté l'interaction sol - structure - inclusions. Ce modèle est basé sur l'idée d'une sous-structuration du domaine de sol (Figure 11):

- un champ proche dans lequel se concentrent les non-linéarités liées à l'interaction sol - structure - inclusions (non-linéarités de sol,

décollement de la fondation, glissements); la dissipation d'énergie y est de nature principalement hystérétique,

- un champ lointain dans lequel les non-linéarités sont principalement gouvernées par la propagation des ondes sismiques; la dissipation d'énergie y est de nature visqueuse.

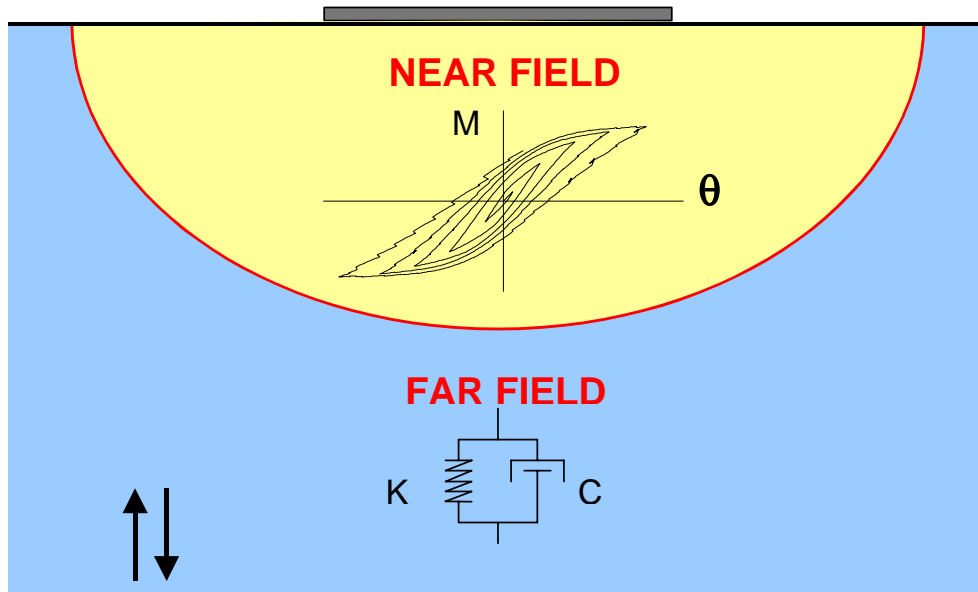


Figure 11: Sous-structuration pour les études sismiques

Conceptuellement, le modèle rhéologique simplifié est représenté pour chaque degré de liberté sur la figure 12. Les paramètres du modèle sont déterminés à partir des résultats des calculs éléments finis statiques (figure 8).

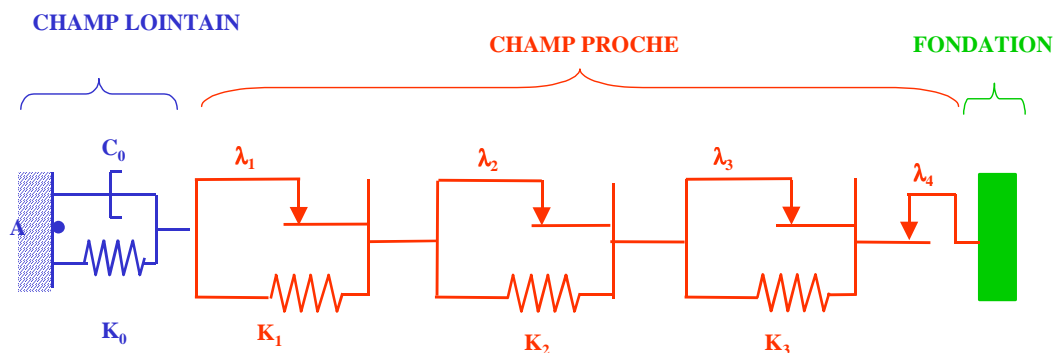


Figure 12 : Modèle rhéologique

La validité de ce modèle a été testée en comparant la réponse d'une pile de l'ouvrage et du tablier associé (une travée de l'ouvrage réel, supposée indépendante), soit connectée au modèle rhéologique, soit reposant sur le massif de sol et les inclusions, modélisés en éléments finis. La figure 13 présente, à titre d'exemple, la comparaison en terme d'efforts au niveau de la fondation. On note un très bon accord entre les deux calculs, non seulement en termes d'amplitudes mais également , ce qui est beaucoup plus difficile à assurer, en termes de phases.

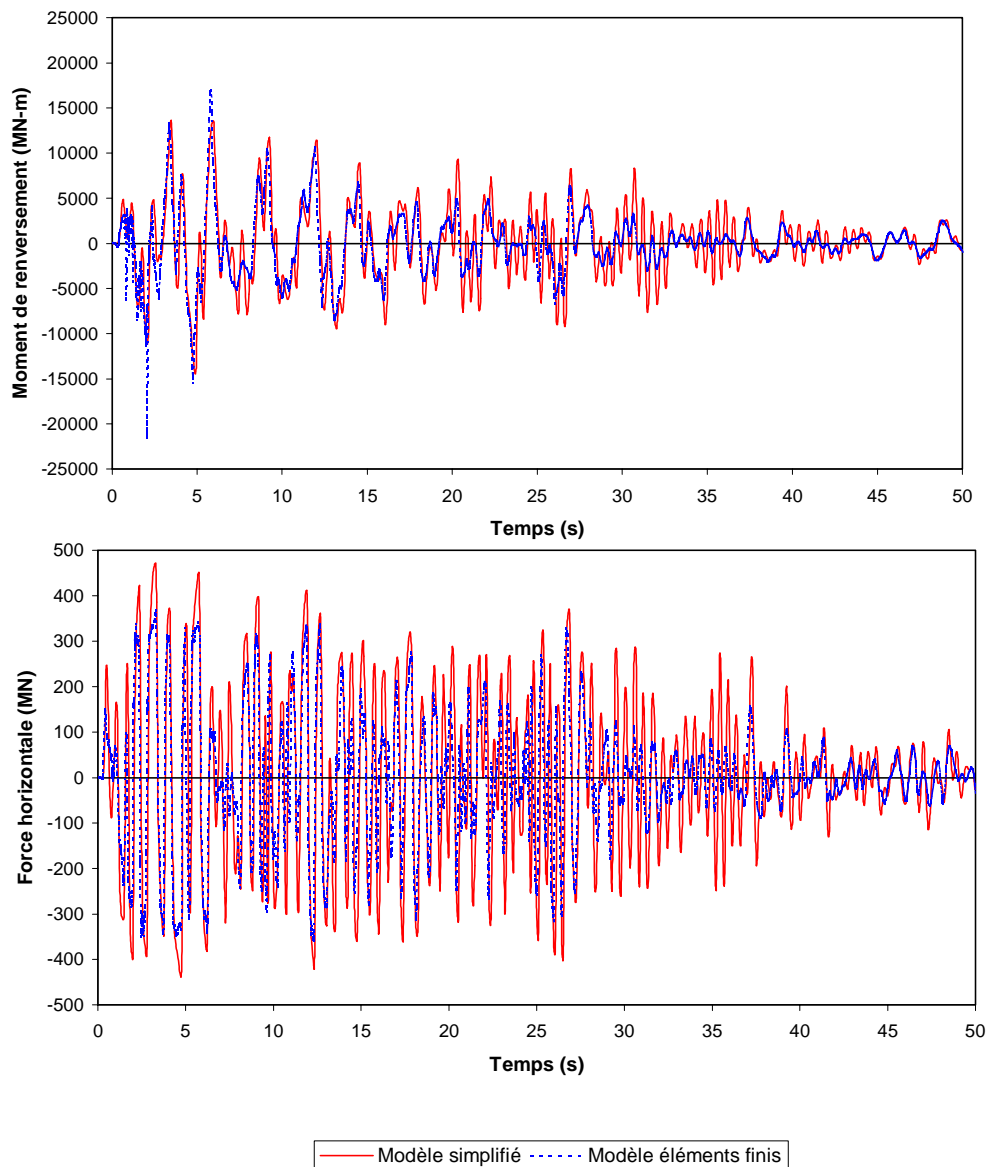


Figure13 : Calcul dynamique - Comparaison éléments finis - Modèle rhéologique

Compte tenu de la bonne concordance des résultats, le modèle rhéologique présente l'avantage énorme sur le calcul complet avec modélisation éléments finis du sol et des inclusions, de permettre des calculs nettement plus rapides et donc d'effectuer les nombreuses études paramétriques requises pour juger de la fiabilité du comportement de l'ouvrage.

A titre d'exemple, pour une excitation sismique de 50 secondes et une structure à comportement linéaire, le calcul avec modèle rhéologique non linéaire (une centaine de degrés de liberté) ne nécessite que trois minutes de calcul alors que le modèle éléments finis à 15 000 degrés de liberté avec la structure, le sol et les inclusions, requiert pour la même excitation 18 heures de calcul. Tous ces calculs sont effectués sur un ordinateur parallèle à quatre processeurs (Silicon Graphics ORIGIN 200).

7 CONCLUSIONS

La conception d'ouvrages exceptionnels en zone sismique se doit de prendre en compte l'incertitude importante qui gouverne la définition de l'aléa sismique. Même si contractuellement des sollicitations de calcul sont définies, le concepteur se doit d'évaluer le comportement de son ouvrage au delà de ces sollicitations. Il est important que pour des sollicitations plus importantes, l'ouvrage garde un comportement sain sans détérioration rapide, ni risque d'instabilité. Le dimensionnement en capacité permet de répondre à cet objectif en aménageant des zones dissipatives d'énergie aux endroits appropriés et en renforçant l'ouvrage en dehors de ces zones.

Cette philosophie a été mise en œuvre pour la conception des fondations du pont de Rion-Antirion : la zone dissipative d'énergie est fournie par une couche de graviers sur laquelle l'ouvrage peut éventuellement glisser sans dommage; le renforcement du sol, hors zone dissipative, est obtenu à l'aide d'inclusions métalliques de gros diamètre qui préviennent le développement de surfaces de rupture dans le sol, dont la conséquence serait des mouvements de rotation importants.

Ce concept simple permet donc d'accroître de façon significative la fiabilité de l'ouvrage.

8 RÉFÉRENCES

Garnier J., Pecker A. - Use of centrifuge tests for validation of innovative concepts in foundation engineering - *Proceedings 2nd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering* - Lisbonne, 1999.

Harikiopoulos H., Pecker A. - BEARCAP98 - Evaluation de la capacité portante d'une fondation superficielle posée sur un sol renforcé par des inclusions rigides, 1998

de Buhan P., Salençon J. - Yield strength of reinforced soils as anisotropic media - in *Yielding, Damage and Failure of Anisotropic Solids* - EGF5 - *Mechanical Engineering Publications* - London, 1990.

- Paulay T. - Simplicity and confidence in seismic design - *The fourth Mallet-Milne lecture* - J. Wiley, 1993.
- Pecker A. - Capacity design principles for shallow foundations in seismic areas - Keynote lecture, *Proceedings XIth Europ. Conf. on Earthquake Engineering*. Eds. Bisch, Labbé, Pecker - Balkema, 1998.
- Pecker A., Harikiopoulos H., de Buhan P., Dormieux L., Morand P. - Comportement sismique d'une fondation sur sol renforcé par inclusions rigides. *Compte rendu de fin de recherche d'opération financée par le MESR n° 95-T.0155*, mai 1998.
- Pecker A., Salençon J. - Ground reinforcement in seismic areas - *XI Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* - Volume 2, Foz de Iguazu, Août 1999.
- Salençon J. - Calcul à la rupture et analyse limite. *Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*, (1983).
- Salençon J., Pecker A. - Ultimate bearing capacity of shallow foundations under inclined and eccentric loads - Part I: purely cohesive soil - *European Journal of Mechanics A/Solids*, 14, n° 3, pp. 349-375, (1995).
- Salençon J., Pecker A. - Ultimate bearing capacity of shallow foundations under inclined and eccentric loads - Part II: purely cohesive soil without tensile strength - *European Journal of Mechanics A/Solids*, 14 n°3, pp. 377-396, (1995).