

## CHARGES SISMIQUES ULTIMES D'UNE SEMELLE CIRCULAIRE SUR UN SOL COHÉRENT

### ULTIMATE SEISMIC LOADS OF A CIRCULAR FOOTING ON A PURELY COHESIVE SOIL

Charisis T. CHATZIGOGOS<sup>1</sup>, Alain PECKER<sup>1</sup>, Jean SALENÇON<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Laboratoire de Mécanique des Solides, CNRS UMR 7649 – Département de Mécanique, École Polytechnique, 91128 Palaiseau cedex, France.

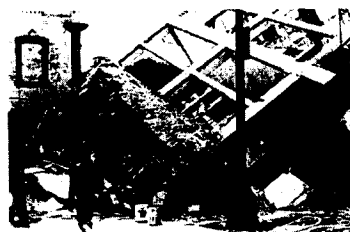
**RÉSUMÉ** – Cette étude présente des bornes supérieures optimales pour les charges sismiques ultimes d'une semelle circulaire sur un sol purement cohérent dont la cohésion varie linéairement avec la profondeur. Les résultats sont présentés sous la forme de combinaisons extrémales des paramètres de chargement du problème : force verticale, force horizontale et moment résultant sur la semelle, force d'inertie horizontale dans le volume du sol.

**ABSTRACT** – This work is concerned with the determination of optimal upper bounds for the ultimate seismic loads of a rigid circular footing resting on a purely cohesive soil, whose cohesion varies linearly with depth. Maximal combinations of the resultant vertical force, the horizontal force and the resulting moment acting on the footing and of the inertial forces in the soil are reported.

## 1. Introduction

### 1.1 Motivation

Des observations sur site après certains séismes récents ont révélé des ruptures au niveau des fondations de structures qui étaient dues au dépassement de la capacité portante sans qu'il y ait eu, pour autant, liquéfaction du sol. Mendoza & Auvinet (1988) décrivent le comportement de plusieurs types de fondations après le séisme de Guerrero-Michoacán (Mexique) de 1985, dans la ville de Mexico, où 13% des dommages subis par les structures étaient attribuables à un mauvais comportement du système de fondation. En ce qui concerne les fondations superficielles et quelques groupes de pieux flottants peu profonds, un mécanisme de rupture en rotation avec décollement à l'interface sol-fondation a souvent été mis en évidence (Figure 1a).



(a)



(b)

Figure 1. Rupture rotationnelle par perte de capacité portante : a) immeuble fondé sur pieux flottants (Mexico) après le séisme de Guerrero-Michoacán (Mexique) de 1985. b) immeuble de la ville de Adapazari (séisme de Koçaeli (Turquie) de 1999).

Ce mécanisme de rupture a été observé aussi après plusieurs séismes récents (*cf.* Luzon (Philippines, 1990), Kobe (Japon, 1995), Koçaeli (Turquie, 1999) (*cf.* Figure 1b), *etc.*) et il a été mis en évidence expérimentalement en laboratoire (Zeng & Steedman, 1998 ; Knappett et al.,

2006), au moyen d'essais en centrifugeuse et sur table vibrante, sans observation de liquéfaction.

## 1.2 Résultats existants

Plusieurs études se sont attachées à résoudre le problème de la capacité portante sismique des fondations superficielles par une modification des facteurs  $N_c$ ,  $N_q$  et  $N_\gamma$  dans la formule de Terzaghi et en ajoutant l'effet des forces d'inertie exercées dans le volume du sol (cf. Sarma & Iossifelis ; 1990 ; Fishman et al., 2003). Parallèlement, il a été proposé de présenter le domaine de portance d'une fondation comme une surface tracée dans l'espace des paramètres de chargement ( $N$ : force verticale résultante,  $V$ : force horizontale résultante,  $M$ : moment résultant sur la semelle). Dans cet esprit Salençon & Pecker (1995a, b) ont traité le cas des semelles filantes sur sol cohérent. Les résultats ont été étendus aux semelles rectangulaires et aux sols frottants par Paolucci & Pecker (1997a, b) et ont été incorporés dans les normes européennes (Eurocode 8 – Partie 5 : *Projet définitif prEN 1998-5*) sous la forme d'une expression analytique définissant le domaine de portance sismique d'une semelle filante sous l'action des paramètres de chargement  $N$ ,  $V$ ,  $M$  et des forces d'inertie horizontales  $F_h$  dans le sol. On doit remarquer que l'expression analytique proposée par l'Eurocode concerne des semelles *filantes* sur des sols purement cohérents ou purement frottants *homogènes*. D'autres études dans le contexte de l'industrie offshore ont fourni des résultats pour les semelles filantes et les semelles circulaires sur sol cohérent hétérogène, (cf. Randolph et al., 2005). Ces solutions concernent un chargement généralisé  $N$ ,  $V$ ,  $M$  mais n'incorporent pas en général l'effet des forces d'inertie dans le sol, et ne prennent pas en compte le phénomène du décollement à l'interface sol – semelle.

## 2. Formulation du problème

### 2.1 Description de la configuration examinée

La configuration étudiée ici concerne une semelle circulaire parfaitement rigide de rayon  $r$  qui repose à la surface d'un demi-espace constitué d'un sol purement cohérent isotrope. On introduit les paramètres de chargement suivants : la force verticale  $N$ , la force horizontale  $V$  et le moment  $M$  exercés au centre de la semelle ainsi que les forces d'inertie horizontales  $F_h$  dans le volume du sol. La résistance du sol est décrite par le critère de Tresca et l'on considère deux cas : a) le sol de type Tresca classique et b) le sol de type Tresca sans résistance à la traction. La cohésion du sol  $c$  varie linéairement avec la profondeur  $z$  selon la relation :  $c = C_0 + Gz$ .

L'interface entre le sol et la semelle est décrite par le critère de Tresca sans résistance à la traction afin de permettre des décollements de la semelle, élément essentiel du mécanisme de rupture sismique des fondations superficielles. La résistance de l'interface est supposée égale à la résistance du sol à la surface  $C_0$ . On note que, pour le critère de Tresca avec résistance à la traction, le poids volumique du sol  $\gamma$  est sans influence sur la capacité portante, comme démontré par Salençon (1983). Ce résultat demeure vrai pour le critère de Tresca sans résistance à traction dans certains cas usuels de sollicitations sismiques mais ne constitue pas une règle générale.

### 2.2 Colinéarité de paramètres de chargements

Afin de faciliter le traitement du problème on fait l'hypothèse que les paramètres  $V$  et  $F_h$  sont colinéaires et que le pseudo-vecteur du moment  $M$  est perpendiculaire à leur direction commune. Ce choix pour la direction des vecteurs  $V$ ,  $M$  et  $F_h$  peut être justifié en considérant que  $V$  et  $M$  proviennent de l'excitation d'une superstructure à un degré de liberté de hauteur  $h$ . Ainsi, l'équation d'équilibre pour le degré de liberté unique de la superstructure impose à la force horizontale d'être colinéaire avec les forces d'inertie  $F_h$ . Le moment s'exprime par le

produit  $M=Vh$ . La condition de colinéarité des paramètres reste valide pour une superstructure à plusieurs degrés de liberté, excitée par un champ d'ondes planes, et dont les axes principaux d'inertie sont situés dans le plan de  $F_h$  et dans le plan perpendiculaire. Dans ce cas,  $V$  et  $F_h$  sont colinéaires et  $M$  est perpendiculaire à la direction de  $V$ . Cette hypothèse permet de justifier les résultats, présentés par la suite, pour un système à plusieurs degrés de liberté.

### 2.3 Forces d'inertie $F_h$ constantes

Les forces d'inertie  $F_h$ , qui décrivent la sollicitation sismique dans le sol, sont supposées de direction et d'amplitude constantes. Pour contrôler le domaine de validité de cette hypothèse, on a comparé les valeurs maximales des forces d'inertie supportables par le système évaluées dans un champ de vitesse virtuel donné d'une part, avec l'hypothèse des forces d'inertie constantes et, d'autre part, avec une distribution de forces d'inertie provenant de la réponse vibratoire d'une couche de sol d'épaisseur  $H$  dans son mode fondamental. On montre que l'erreur induite par l'hypothèse des forces d'inertie constantes reste négligeable pour une faible valeur du rapport  $d/H$ , où  $d$  désigne la profondeur du mécanisme de rupture. La borne  $d/H < 1/10$  est ainsi proposée, qui rejoint celle indiquée par Pecker & Salençon (1991).

### 2.4 Procédure de calcul

Le problème est traité dans le cadre de l'approche cinématique du Calcul à la Rupture (cf. Salençon, 2002). On établit des bornes supérieures minimales pour les combinaisons des paramètres de chargement introduits, par la considération d'une série de mécanismes de rupture virtuels plans *hors de l'hypothèse habituelle de la déformation plane*. Cela signifie qu'il existe un repère cartésien  $\{x, y, z\}$  tel que  $\hat{U}_z = 0$ ,  $\hat{U}_x, \hat{U}_y = f(z)$ , où  $\hat{U}$  est le vecteur de vitesse virtuelle. La difficulté principale du problème est l'évaluation de la puissance résistante maximale du système et son intégration dans le volume du champ de vitesse. Cette étape du calcul est facilitée en adoptant la méthodologie théorique récente due à Puzrin & Randolph (2003), dont l'idée fondamentale est un changement de coordonnées utilisant un système de coordonnées curvilignes dont une famille de courbes suit les lignes enveloppes du champ de vitesse virtuelle. Ce changement de coordonnées conduit à une simplification de l'expression de la puissance résistante maximale et permet son calcul par intégration analytique.

Trois classes de mécanismes ont été explorées : un mécanisme virtuel translationnel, un mécanisme virtuel purement rotationnel avec deux configurations (avec et sans décollement sur l'interface sol – semelle) et un mécanisme rotationnel avec cisaillement avec trois configurations (sans décollement, avec un faible décollement et avec un grand décollement). La procédure d'optimisation dans chacune de ces trois grandes classes de mécanismes porte sur les paramètres géométriques qui les définissent afin d'obtenir la borne optimale pour les chargements extrêmes. Le calcul s'achève par la sélection du minimum parmi les bornes optimales obtenues dans chaque classe de mécanismes. Le minimum minimorum constitue la meilleure approximation par excès atteinte pour les chargements extrêmes. Sur la Figure 2 on donne les éléments géométriques principaux des trois classes de mécanismes et une représentation tridimensionnelle. Une description plus détaillée est donnée par Chatzigogos et al. (2005).

## 3. Résultats

Les combinaisons optimales des paramètres de chargement sont présentées sous la forme de surfaces tracées dans l'espace  $\{N, V, M\}$  indexées par les valeurs des forces d'inertie  $F_h$  et des paramètres de résistance  $C_0$  et  $G$ . Dans les diagrammes des résultats, les paramètres de chargement sont introduits normalisés selon les relations suivantes :

$$N = \frac{N_a}{C_0 A}, \quad V = \frac{V_a}{C_0 A}, \quad M = \frac{M_a}{(2r) C_0 A}, \quad F_h = \frac{\rho a_h r}{\pi C_0} \quad (1)$$

Dans les équations (1),  $N_a$ ,  $V_a$ ,  $M_a$  sont le moment et les forces appliquées sur la semelle,  $r$  le rayon de la semelle,  $\rho$  la masse volumique du sol et  $a_h$  une accélération horizontale caractéristique du séisme (par exemple, l'accélération horizontale maximale à la surface).

Pour les paramètres de résistance, on introduit aussi le rapport normalisé  $k = Gr/C_0$ .

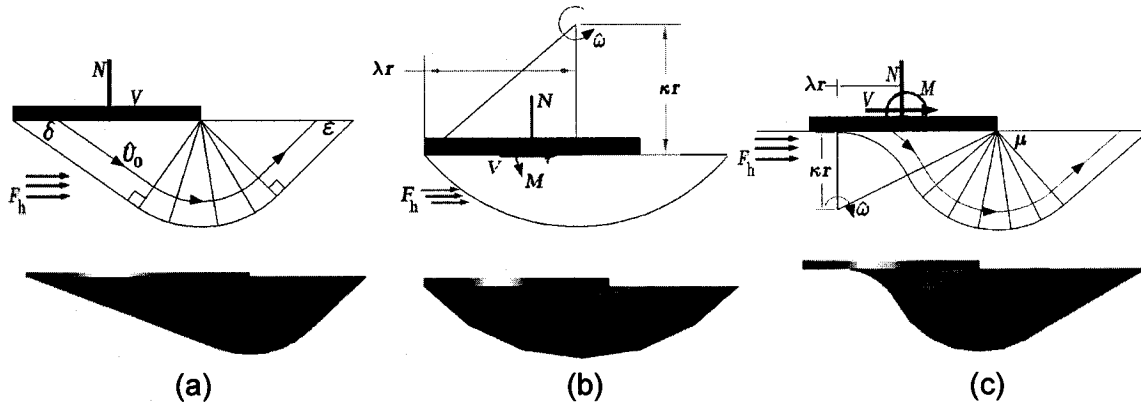


Figure 2. Description géométrique et représentation tridimensionnelle pour : a) le mécanisme translationnel, b) le mécanisme rotationnel (configuration sans décollement) et c) le mécanisme rotationnel avec cisaillement (configuration avec faible décollement).

### 3.1. Sol avec et sans résistance à la traction

Tous les champs de vitesse virtuels considérés respectent, dans le volume de sol, la condition de pertinence pour le critère de Tresca *avec* résistance à la traction, qui est plus restrictive que celle du critère de Tresca *sans* résistance à la traction. Ainsi, pour les deux cas étudiés (avec/sans résistance à la traction) la puissance résistante maximale est la même sauf pour les contributions liées aux zones de décollement. Si les bornes optimales proviennent d'une configuration sans décollement, les deux cas donnent exactement le même résultat. Pour les mécanismes optimaux qui comportent une zone de décollement, le matériau sans résistance à la traction donne une valeur un peu moins grande que le matériau classique. Cet écart est plus grand pour les situations associées à de forts moments et forces horizontales combinées avec de faibles forces verticales (grande inclinaison/excentricité de la charge sur la semelle). Dans la suite, on se réfère au cas d'un matériau de Tresca *sans* résistance à la traction, qui correspond à une description plus réaliste du sol.

### 3.2. Relation $N - F_h$

Les trois classes de mécanismes étudiées (*cf.* Figure 2) envisagent les mécanismes de rupture en rotation avec décollement qui permettent de mieux prendre en compte l'existence d'une force horizontale et d'un moment, en plus de la force verticale. On peut donc s'attendre à ce que les bornes supérieures calculées présentent un écart avec la valeur exacte obtenue pour un chargement axisymétrique à partir d'un mécanisme de rupture axisymétrique ( $N > 0$ ,  $V = 0$ ,  $M = 0$ ,  $F_h = 0$ ). Le diagramme de la Figure 3a présente les bornes optimales calculées, les valeurs « exactes » (Salençon & Matar, 1982) et l'erreur relative entre ces résultats pour la force verticale ultime lorsque  $V = 0$ ,  $M = 0$ ,  $F_h = 0$  en fonction du gradient de cohésion. Les bornes optimales sont obtenues par le mécanisme rotationnel avec cisaillement et faible décollement. Pour  $k = 0$  (sol homogène) une borne optimale égale à 6.71 est établie alors que la valeur exacte est 6.06, ce qui correspond à une erreur de 10.72%. Pour des valeurs de  $k$  plus grandes, l'erreur augmente jusqu'à peu près 20% pour  $k = 5$ . Sur la Figure 3b, on présente la

variation de la force verticale maximale  $N_{\max}$  pour  $V=0$  et  $M=0$  en fonction de  $F_h$ . Pour les petites valeurs de  $F_h$ , le mécanisme rotationnel avec cisaillement est le plus défavorable et pour des valeurs de  $F_h$  plus élevées le mécanisme purement rotationnel s'impose. Pour chaque mécanisme, la variation par rapport à  $F_h$  est quasi-linéaire. Sur chaque courbe de la Figure 3b, il apparaît une troncature pour les valeurs de  $F_h$  qui provient de l'existence d'un mécanisme de très grande ampleur qui doit être écarté car il n'a plus de pertinence physique. Pratiquement, pour des fondations et des sols usuels, ces valeurs de troncature pour  $F_h$  correspondent à des séismes extrêmement forts sans réelle application pratique.

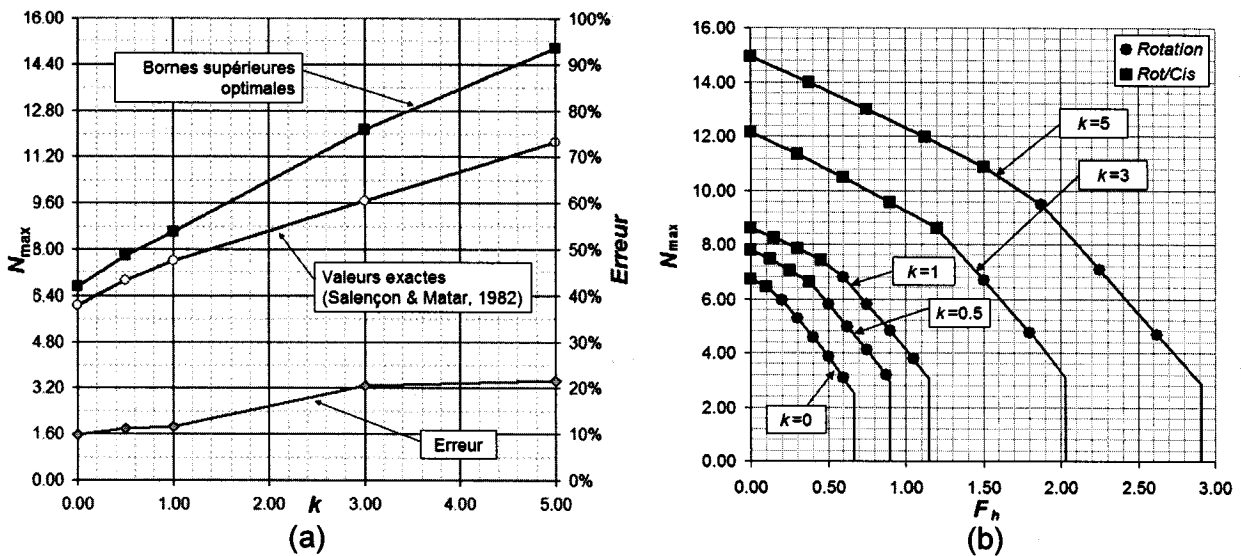


Figure 3. a) Force verticale maximale  $N_{\max}$  pour  $V=0$ ,  $M=0$ ,  $F_h=0$  en fonction du gradient de cohésion : bornes supérieures, valeurs exactes et erreur relative. b) Force verticale maximale  $N_{\max}$  pour  $V=0$ ,  $M=0$  en fonction de la valeur de  $F_h$  et du gradient de cohésion : bornes supérieures optimales.

### 3.3. Relation V-N ( $M=0$ )

Les diagrammes des Figures 4a et 4b présentent les courbes d'interaction V-N ( $M=0$ ) pour  $k=0$  et  $k=3$  respectivement et pour trois valeurs caractéristiques des forces d'inertie  $F_h$ . La valeur maximale pour  $V$  est égale à 1, ce qui correspond à un mécanisme de rupture par glissement pur, obtenu par le mécanisme translationnel. Il est intéressant de remarquer que, dans le cas d'un sol homogène et pour  $F_h > 0$ , le mécanisme rotationnel donne une borne plus petite que 1 (cf. Figure 4a). Ceci correspond à un mécanisme peu profond proche du glissement pur mais dans lequel les forces d'inertie contribuent à la puissance des efforts extérieurs. Ce phénomène est moins prononcé lorsque  $k$  augmente. Sur le même diagramme on a reporté les courbes obtenues à partir de l'expression analytique de l'Eurocode 8 (EC8) adaptée pour les semelles circulaires (en changeant la valeur  $N_{\max}$  de  $5.14C_0A$  à  $6.06C_0A$ ). On note que même si pour certaines combinaisons de  $V$  et  $M$  les courbes de l'EC8 violent les bornes supérieures établies ici, les deux familles de courbes sont en général en accord. Dans le cas  $k=3$ , les courbes de l'EC8 sont établies avec la valeur exacte  $N_{\max}=9.67C_0A$ . Les deux familles de courbes présentent un écart important notamment pour les fortes valeurs de  $N$ . Les bornes supérieures mettent en évidence une faible dépendance de la portance vis-à-vis de  $F_h$ , ce qui implique qu'un gradient de cohésion élevé a un effet favorable sur la capacité portante sismique. On doit noter que l'expression de l'EC8 a été construite à partir de résultats pour un sol homogène. Par conséquent, elle ne comporte pas l'effet favorable d'un gradient de cohésion élevé sur la dépendance de la portance vis-à-vis de  $F_h$ . Cela implique que les courbes de l'EC8 pour  $k>0$  et  $F_h>0$  sont probablement très conservatrices.

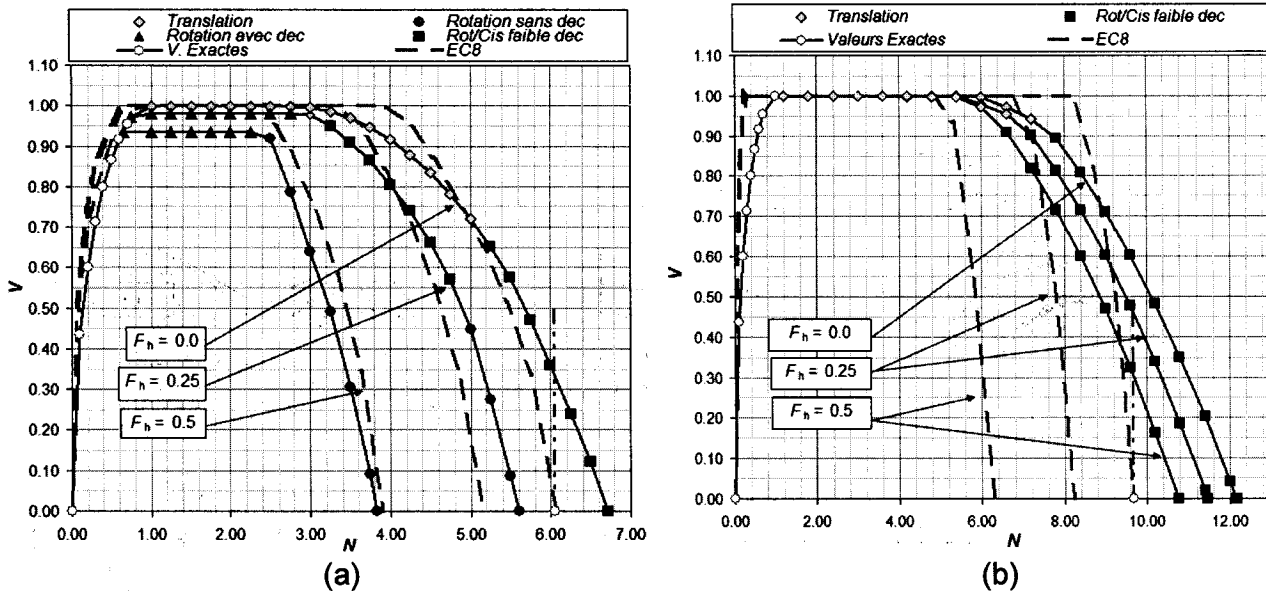


Figure 4. Courbes d'interaction V-N : bornes supérieures et adaptation de l'équation de l'EC8 pour a)  $k=0$  et b)  $k=3$ .

### 3.4 Relation M-N ( $V=0$ )

En posant  $V=0$ , on obtient les bornes optimales pour les courbes d'interaction M-N présentées sur la Figure 5. La comparaison avec des résultats expérimentaux de Hously et Martin (1993) (cf. Figure 5a), dans le cas d'un sol homogène avec  $F_h=0$ , montre que les bornes optimales établies sont satisfaisantes d'un point de vue pratique et que l'écart est plus grand pour les fortes valeurs de  $N$ . Les mécanismes associés à un faible décollement sont les plus défavorables pour de fortes valeurs de  $N$ , alors que ceux associés à un fort décollement sont plus défavorables pour de faibles valeurs de  $N$ . Les courbes prévues par l'EC8 sont aussi présentées. Elles mettent en évidence une compatibilité remarquable avec les bornes optimales et les résultats expérimentaux. Le diagramme de la Figure 4b donne les courbes d'interaction N-M ( $V=0$ ) dans le cas  $k=3$ . Comme dans le cas des courbes V-N, il y a un écart important mais les courbes de l'EC8 restent sécuritaires.

Une des constatations tirées de l'examen des Figures 4 et 5 est la très forte réduction de capacité portante, même pour une sollicitation sismique modérée ( $F_h=0.25$ ), lorsque  $N$  est grand ( $N > N_{max}/2$ ). Au contraire, pour de faibles valeurs de  $N$  ( $N < N_{max}/3$ ) l'influence de  $F_h$  est presque négligeable. Cela implique, qu'un coefficient de sécurité inférieur à 2 par rapport aux chargements permanents est insuffisant dans la conception parasismique. Cette conclusion est corroborée par l'analyse des ruptures observées lors du séisme de Guerrero-Michoacán (Mexique) de 1985 (Mendoza & Auvinet, 1988) et par les travaux théoriques sur les semelles filantes et rectangulaires (Pecker & Salençon (1991), Paolucci & Pecker, (1997a)).

### 3.5. Relation M-V

Le mécanisme rotationnel avec cisaillement décrit la rupture induite par une combinaison de  $V$  et  $M$  provenant de la vibration d'une superstructure alors que le mécanisme purement rotationnel implique un moment de sens inverse, dont la réalité physique est limitée (cf. Figure 2). Dans le diagramme M-V on définit  $M$  et  $V$  comme positifs s'ils correspondent à une sollicitation provenant de la vibration d'une superstructure. La considération de valeurs négatives pour  $V$  (ou  $M$ ) fournit un diagramme asymétrique, défini par la combinaison de deux mécanismes. Sur la Figure 6, on présente les diagrammes d'interaction M-V pour  $k=0$  et les deux valeurs  $N=N_{max}/3$  (a) et  $N=2N_{max}/3$  (b). L'effet de  $F_h$  dans le premier cas est négligeable contrairement au deuxième cas où la réduction de la capacité portante est importante. Les

courbes de l'EC8 sont symétriques et approximent relativement bien la partie « réaliste » du diagramme, bien que dans le cas  $N=2N_{max}/3$  elles excèdent les bornes optimales établies et sont donc non sécuritaires.

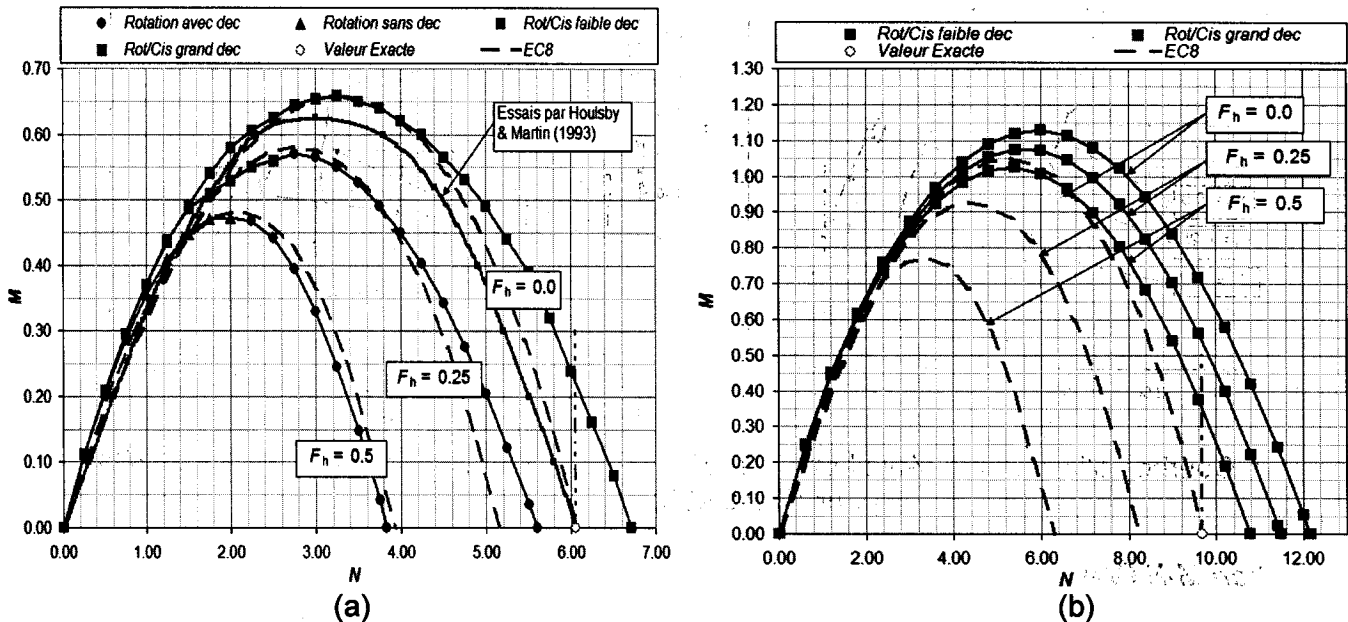


Figure 5. Diagramme d'interaction  $N-M$  ( $V=0$ ). a) Comparaison de la courbe pour  $k=0$ ,  $F_h=0$  avec des résultats expérimentaux, b) Courbes pour  $k=0$  et différentes valeurs de  $F_h$ .

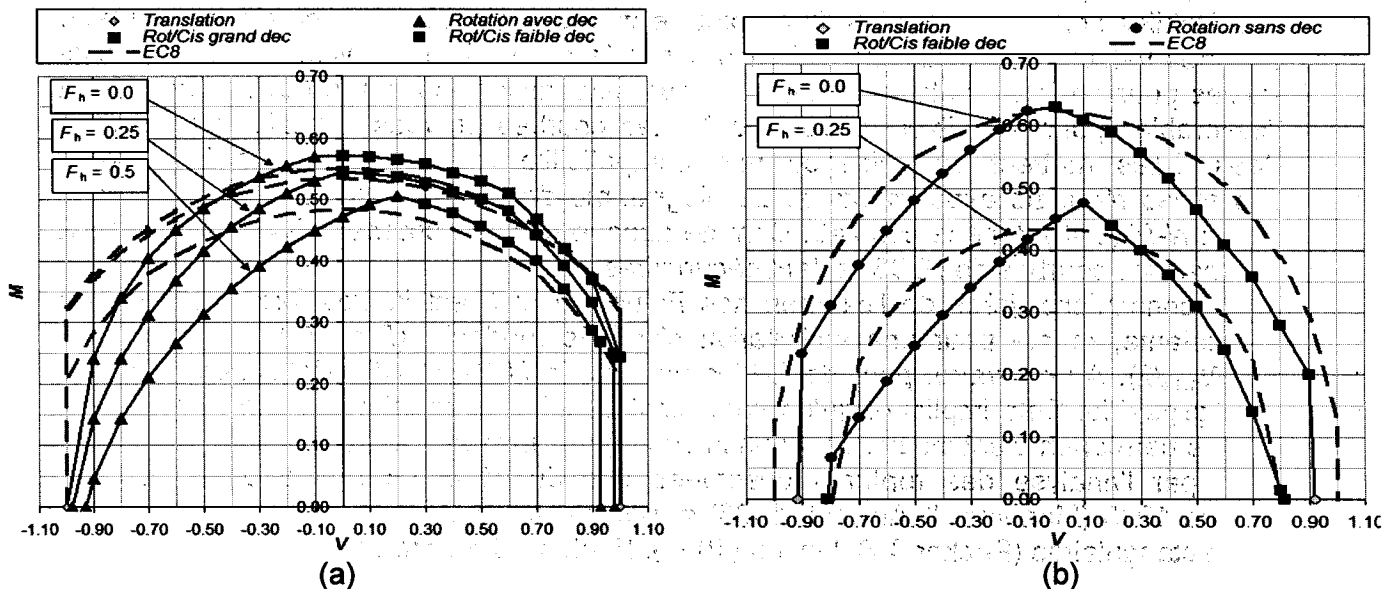


Figure 6. Courbes d'interaction  $M-V$  pour  $k=0$  : a)  $N=N_{max}/3$  et b)  $N=2N_{max}/3$ .

#### 4. Conclusions

Les bornes optimales établies, qui correspondent à des évaluations par excès de la capacité portante, sont en général satisfaisantes, d'un point de vue pratique, notamment pour les faibles valeurs du gradient de cohésion. Elles montrent que l'expression analytique de l'EC8 (adaptée au cas des semelles circulaires par la modification d'un seul paramètre) est en général acceptable pour le dimensionnement (sauf dans le cas de valeurs de  $N$  élevées, combinées à des valeurs de  $V$  élevées). Finalement, elles fournissent des éléments pour une meilleure compréhension de la capacité portante sismique des fondations superficielles. Il est important d'enrichir le corps de résultats obtenus (notamment pour des valeurs de  $k$  élevées et pour  $F_h$

>0) par d'autres moyens possibles : par des bornes inférieures ou supérieures (calcul à la rupture numérique ou analytique), par des solutions par éléments finis et surtout par des résultats expérimentaux, qui restent pour le moment limités à une description plus qualitative du phénomène.

### Remerciements

Le premier auteur remercie la Fondation « Alexandros S. Onassis » pour le support financier pendant l'exécution de cette étude.

### 5. Références bibliographiques

- EUROCODE 8 – Partie 5. *Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes*. Commission Européenne de Normalization. prENV 1998.
- Chatzigogos C.T., Pecker A., Salençon, J. (2005) Seismic bearing capacity of circular foundations, *Proc. 1<sup>st</sup> Greece-Japan Workshop on seismic design, observation and retrofit of foundations, Athens, Greece, 141-163*.
- Fishman K.L., Richards R., Yao D. (2003) Inclination factors for seismic bearing capacity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE, 129, 9, 861-865*.
- Houlsby G.T., Martin C.M. (1993) – Modelling of the behaviour of foundations of jack-up units on clay. *Predictive Soil Mechanics : 339-358*
- Knappett J.A., Haigh S.K., Madabhushi S.P.G. (2006) Mechanics of failure for shallow foundations under earthquake loading. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 26, 2-4, 91-102*.
- Mendoza M.J., Auvinet G. (1988) The Mexico Earthquake of September 19, 1985 – Behavior of building foundations in Mexico City. *Earthquake Spectra, 4, 4, 835 – 852*.
- Paolucci R., Pecker A. (1997a) Soil inertia effects on the bearing capacity of rectangular foundations on cohesive soils. *Engineering Structures, 19, 8, 637-643*.
- Paolucci R., Pecker A. (1997b) Seismic bearing capacity of shallow strip foundations on dry soils. *Soils and Foundations, 37, 3, 95-105*.
- Pecker A., Salençon J. (1991) Seismic bearing capacity of shallow strip foundations on clay soils. *Proceedings of International Workshop on Seismology and Earthquake Engineering, Mexico City, 22-26 April 1991. CENAPRED Mexico City, 287-304*.
- Puzrin A.M., Randolph M.F. (2003) New planar velocity fields for upper bound limit analysis. *International Journal of Solids and Structures, 40, 13-14, 3603 - 3619*.
- Randolph M.F., Cassidy M., Gouvernec S., Erbrich C. (2005) Challenges of offshore geotechnical engineering. *Proc. 16<sup>th</sup> Int. Conf. on soil Mech. and Found. Eng.*
- Salençon J. (1983) *Calcul à la rupture et analyse limite*. Presses de l'ENPC, Paris.
- Salençon J. (2002) *De l'élastoplasticité au calcul à la rupture*. Presses de l'École Polytechnique, Palaiseau.
- Salençon J., Matar M. (1982) – Capacité portante des fondations superficielles circulaires. *Journal de mécanique théorique et appliquée, 1, 2, 237-267*.
- Salençon J., Pecker A. (1995a) Ultimate Bearing Capacity of shallow foundations under inclined and eccentric loads. Part: Purely Cohesive Soil. *European Journal of Mechanics, 14, 3, 349-375*.
- Salençon J., Pecker A. (1995b) Ultimate Bearing Capacity of shallow foundations under inclined and eccentric loads. Part II: Purely Cohesive soil without tensile strength. *European Journal of Mechanics, 14, 3, 377-396*.
- Sarma S.K., Iossifelis I.S. (1990) Seismic bearing capacity factors of shallow strip footings. *Géotechnique, 40, 265-273*.
- Zeng X., Steedman R.S. (1998) Bearing capacity failure of shallow foundations in earthquakes. *Géotechnique, 48, 2, 235-256*.