

Portance sismique des semelles superficielles : prise en compte des effets d'inertie par une approche analytique

Seismic bearing capacity of spread foundations: consideration of the inertial effects by an analytical approach

Gilles VALDEYRON^{1*}, Sébastien BURLON²

1 Cerema, Bordeaux, France

2 Cerema, Paris, France

**gilles.valdeyron@cerema.fr*

RESUME : La portance des semelles superficielles sous conditions sismiques peut être appréhendée par un schéma statique équivalent introduit par une rotation du système constitué du terrain et de la fondation (approche par gravité modifiée) qui rend compte des effets d'inertie dans le terrain. Le problème se résume alors à la détermination de la portance d'une semelle superficielle édifée sur une pente. Dans le cas non-pesant, les formules analytiques de l'Herminier-Absi et de Prandtl constituent une approche simplifiée permettant d'introduire un coefficient de réduction sur la portance qui est adapté ici au cas pesant. Ce coefficient de réduction est exprimé analytiquement en considérant une situation statique et une situation sismique à laquelle le principe de rotation est appliqué. Les résultats obtenus sont comparés à l'approche définie dans l'Eurocode 8 et confirmés par des calculs avec la méthode des éléments finis. Ces deux méthodes permettent de gérer implicitement les effets d'inertie dans le terrain. Une discussion sur les avantages et les inconvénients des différentes méthodes est également proposée. Les résultats peuvent apporter des approches simplifiées à la vérification de la portance des semelles sous charge sismique.

ABSTRACT: The bearing capacity of spread foundations under seismic conditions can be handled by an equivalent static scheme by considering a rotation of the system composed by the ground and the foundation (modified gravity approach) which account of inertial effects in the ground. The problem is then reduced to the determination of a spread foundation's bearing capacity on a slope. For weightless condition, closed form formulations of l'Herminier-Absi and Prandtl represents a straightforward approach able to introduce a reduction factor on bearing capacity which could be adapted to the weighted ground condition. This reduction factor is analytically obtained by considering a static situation and a seismic situation for which this rotational principle is applied. The results obtained are compared to those given by the Eurocode 8 and confirmed by finite elements analysis. These two methods are implicitly able to handle the inertial effects into the ground. Discussions about advantages and disadvantages of the methods is proposed. The results can provide straightforward approaches for the verification of the bearing capacity of spread foundation under seismic actions.

Mots-clés : Portance, semelle, sismique, analytique.

1 INTRODUCTION

La justification selon l'Eurocode 8 des fondations superficielles sous charge sismique repose sur une formulation analytique issue d'approches par l'intérieur et l'extérieur développées dans le cadre de la théorie de l'analyse limite et du calcul à la rupture (Paolucci et Pecker, 1997).

Dans ce cadre, les configurations couvertes restent restreintes aux terrains homogènes et purement frottants et pour lesquels le concepteur doit disposer de valeurs d'angles de frottement issues d'essais, de corrélations ou de l'expérience. En particulier, les configurations permises par le futur Eurocode 7 (encastrement, inclinaison de la base, présence d'une couche molle ou d'un substratum en profondeur, etc.)

ne sont pas couvertes. Plus récemment, l'introduction, dans le cadre conventionnel, d'un coefficient réducteur sur la portance tenant compte des effets d'inertie dans le terrain (Abboud et al., 2020) et donné par calage sur les formules de l'Eurocode 8, permet d'assurer la continuité avec l'Eurocode 7 et ouvre également la voie à une justification de la portance par le modèle pressiométrique. Toutefois, implicitement, la méthode ne permet pas de rendre compte de configurations qui s'éloigneraient trop des hypothèses de la formulation originelle (Eurocode 8) et notamment s'agissant de l'homogénéité relative du terrain. La présente communication vise donc à proposer une approche analytique simplifiée permettant d'appréhender les configurations déjà couvertes dans le cas statique. Les

résultats obtenus font l'objet de discussions permettant à l'ingénieur de disposer de différents éclairages sur la vérification des semelles en conditions sismiques.

2 PRINCIPE DE ROTATION ET SCHÉMA STATIQUE ÉQUIVALENT

2.1 Rappels historiques pour le cas particulier des soutènements

Les premiers travaux traitant de la stabilité sous action sismique des ouvrages de soutènement ont conduit à une formulation du coefficient de poussée en introduisant les effets de l'accélération dans le funiculaire des forces régissant l'équilibre tel qu'il était donné par Coulomb (Okabe, 1924). Plus tard, en se basant sur un article d'Arango Arango, 1969), Seed et Whitman (1970) retrouvent les coefficients de poussée et de butée de Mononobe-Okabe par modification de la gravité et rotation du système composé du terrain et du mur d'un angle θ équivalent à la déviation de la pesanteur. Ce même principe, retranscrit dans l'Eurocode 8, permet de déduire les coefficients de poussée et de butée sismique à partir des tables de Caquot, Kerisel et Absi données en configuration statique.

2.2 Formulation d'un coefficient réducteur sur la portance tenant compte des effets inertiels

Le même principe appliqué aux fondations superficielles permet de se ramener au cas d'une fondation édifée sur une pente (Figure 1). La capacité portante d'une telle fondation peut alors être déduite à partir des formules analytiques usuelles de portance associées à un coefficient réducteur tenant compte de la pente (i.e. des effets inertiels).

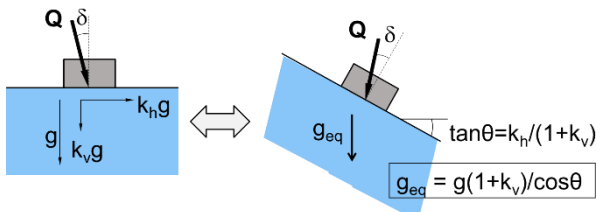


Figure 1. Principe de rotation appliqué aux fondations superficielles

La détermination, en situation non pesante, des coefficients réducteurs liés d'une part à l'inclinaison de la base de la semelle et du terrain d'autre part a été étudiée par plusieurs auteurs dont en particulier Meyerhof (1957) et Brinch Hansen (1970). Toutefois, les configurations explorées ne couvrent pas

exactement le cas présenté sur la Figure 1 où la base de la semelle et talus sont inclinés dans la même direction.

En revanche, les formules de l'Herminier-Absi (L'Herminier et Absi, 1962), permettent, pour le cas non-pesant, d'estimer, selon les conventions données sur la Figure 2, le coefficient réducteur à appliquer sur la portance.

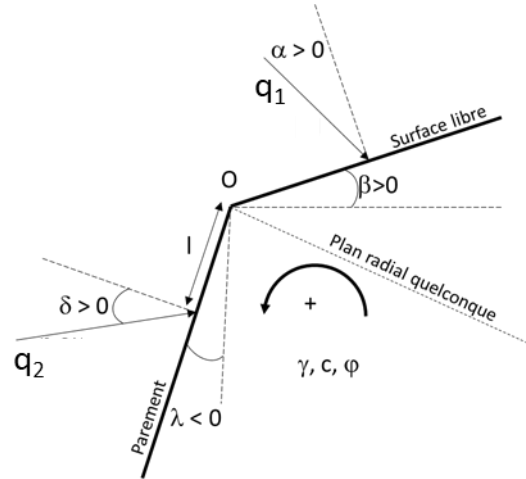


Figure 2. Notations et conventions de signe

2.2.1 Cas d'un terrain frottant

Dans le cas d'un terrain frottant, la relation de l'Herminier-Absi donne :

$$q_2 = q_1 \frac{\cos \delta - \sin \varphi \cos \omega_\delta}{\cos \alpha + \sin \varphi \cos \omega_\alpha} e^{-2\psi_a \tan \varphi} \quad (1)$$

$$\sin \omega_\delta = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} \quad (2)$$

$$\sin \omega_\alpha = \frac{\sin \alpha}{\sin \varphi} \quad (3)$$

$$\psi_a = \frac{\omega_\alpha + \alpha}{2} + \frac{\omega_\delta - \delta}{2} + \beta - \lambda \quad (4)$$

$$\psi_p = \frac{-\omega_\alpha + \alpha}{2} - \frac{\omega_\delta + \delta}{2} + \beta - \lambda \quad (5)$$

qui, en considérant $\alpha < 0$, $\beta < 0$, $\delta = 0$, $\omega_\delta = 0$, $\lambda = -\frac{\pi}{2}$, $\psi_a = \frac{-\omega_\alpha - \alpha}{2} + \frac{\pi}{2} + \beta$, conduit à :

$$q_2 \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{2\psi_a \tan \varphi} = q_1 \frac{\cos \varphi}{\cos \alpha + \sin \varphi \cos \omega_\alpha} \quad (6)$$

en explorant le cas $\alpha = 0$, $\beta = 0$ dans (6) on retrouve l'expression du facteur de portance N_q :

$$q_2 \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi \tan \varphi} = q_1 = q_2 N_q \quad (7)$$

$$N_q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \tan \varphi} \quad (8)$$

En remarquant que (6) peut se mettre sous la forme :

$$q_1 = i_{g,q,\alpha} N_q \quad (9)$$

on obtient par définition le coefficient réducteur sur la portance $i_{g,q}$ pour le cas non-pesant :

$$i_{g,q,\alpha} = \left(\frac{1}{N_q} \frac{\cos \alpha + \sin \varphi \cos \omega_\alpha}{\cos \varphi} \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) e^{2\psi_\alpha \tan \varphi} \right) \quad (10)$$

Pour le cas pesant, comme il n'est pas possible de trouver une formulation analytique, à l'instar du coefficient réducteur sur l'inclinaison de charge, on donne une approximation du coefficient réducteur $i_{g,\gamma,\alpha}$ lié aux effets inertiels :

$$i_{g,\gamma,\alpha} = i_{g,q,\alpha}^{3/2} \quad (11)$$

Cette approximation est proposée par analogie avec celle utilisée en conditions statiques (voir par exemple, EN 1997-1, 2004).

Pour les semelles filantes, les facteurs de portance sismique N_γ , obtenus par une approche cinématique (Soubra, 1997), permettent d'introduire un coefficient réducteur dont la valeur est comparable à ceux obtenus par calage (Abboud, 2020) ou dans le cadre de la présente approche (Figure 3). Cette dernière apparaît légèrement plus favorable, notamment pour les valeurs élevées de \bar{F} qui correspondent à des valeurs de $i_{g,\gamma,\delta}$ inférieures à 0,4 pour lesquelles l'approche proposée présente effectivement un domaine de stabilité plus étendu (Figure 7).

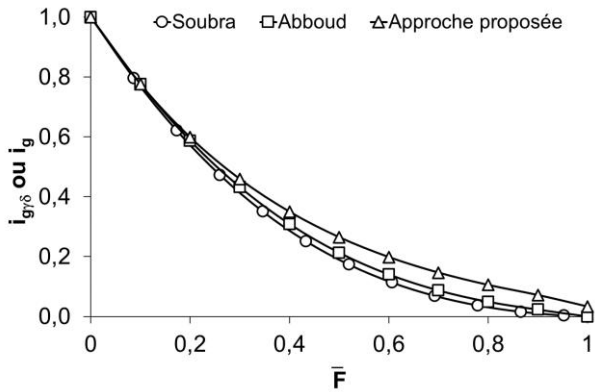


Figure 3. Coefficient réducteur sur la portance lié aux effets inertiels pour $c' = 0$ kPa, $\varphi' = 30^\circ$ et $\bar{V} = \bar{F} \tan \varphi'$

2.2.2 Cas d'un terrain cohérent

Le cas du terrain cohérent (c', φ) se déduit du cas frottant par l'application du théorème des états correspondants (Caquot, 1934) qui consiste à appliquer sur la surface libre du talus une contrainte normale uniforme H égale à $c'/\tan \varphi$. Dans ce cas l'équation (1) s'applique en substituant α par α' , δ par δ' et q_i par q_i' tels que :

$$\tan \alpha' = \frac{q_1 \sin \alpha}{H + q_1 \cos \alpha} \quad (12)$$

$$\tan \delta' = \frac{q_2 \sin \delta}{H + q_2 \cos \delta} \quad (13)$$

$$(q'_1)^2 = (q_1)^2 + H^2 + 2q_1 \cos \alpha \quad (14)$$

$$(q'_2)^2 = (q_2)^2 + H^2 + 2q_2 \cos \delta \quad (15)$$

Par simplification, il sera retenu dans un premier temps un coefficient réducteur $i_{g,c,\alpha}$ tel que :

$$i_{g,c,\alpha} = i_{g,q,\alpha} - \frac{1 - i_{g,q,\alpha}}{N_q - 1} \quad (16)$$

2.2.3 Principes des vérifications de la formulation

La présente formulation obtenue pour une semelle filante est comparée aux résultats donnés par l'Eurocode 8 qui reposent sur des approches par l'intérieur et l'extérieur développées dans le cadre de l'analyse limite et du calcul à la rupture (Paolucci et Pecker, 1997).

Dans ce cadre, le critère de vérification de la portance d'une semelle superficielle fondée sur un terrain pulvérulent et soumis à une action sismique prend la forme d'une surface de charge définie dans un espace normalisé à 3 dimensions ($\bar{N}, \bar{V}, \bar{M}$) où \bar{N} représente l'effort normal adimensionnel ($\bar{N} = N/N_{max}$ avec N_{max} la capacité portante sous chargement statique vertical centré), \bar{V} représente l'effort horizontal normalisé ($\bar{V} = V/N_{max}$) et \bar{M} le moment au centre de la semelle ($\bar{M} = M/BN_{max}$ avec B la largeur de la semelle).

Enfin, les surfaces de charge sont données pour différentes valeurs de \bar{F} ($\bar{F} \tan \varphi' = \tan \theta_{eq}$ avec φ' l'angle de frottement interne de calcul) représentant les forces d'inertie dans le terrain.

2.2.4 Vérification dans le plan $\bar{M} = 0$

Dans ce plan, \bar{N} et \bar{V} sont déterminés selon des valeurs fixées de \bar{F} . Selon les conventions fixées par les Figures 1 et 2, les valeurs respectives des angles α et β de l'équation (10) sont telles que $\alpha = \delta$ avec δ l'inclinaison du chargement, ($\bar{V}/\bar{N} = \tan \delta$) et $\beta =$

θ_{eq} . Ainsi, par définition, pour des valeurs de \bar{F} et \bar{V} fixées, $\bar{N} = i_{g,\gamma,\delta}$.

2.2.5 Vérification dans le plan $\bar{V} = 0$

Dans ce plan, \bar{N} et \bar{M} sont également déterminés selon des valeurs fixées de \bar{F} . Selon les conventions fixées par les Figures 1 et 2, les valeurs respectives des angles α et β de l'équation (10) sont telles que $\alpha = 0$ et $\beta = \theta_{eq}$. Dans ce cas, la valeur de \bar{N} est directement donnée par $\bar{N} = i_e \cdot i_{g,\gamma,\delta=0}$ avec $i_e = \left(1 - 2\frac{\bar{M}}{\bar{N}}\right)^2$ où, dans l'expression de l'excentricité, la valeur de \bar{N} retenue est celle proposée ci-dessus (approche itérative pour la détermination de \bar{N}).

3 APPROCHE PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

Deux configurations, d'une part $c' = 0$ kPa, $\varphi' = 30^\circ$ et $\bar{F} = 0,25$ et $c' = 0$ kPa, $\varphi' = 35^\circ$ et $\bar{F} = 0,50$ d'autre part, ont fait chacune l'objet de calculs par la méthode des éléments finis au moyen du logiciel Plaxis. Ils ont aussi été réalisés de manière à compléter l'analyse uniquement pour le cas des charges inclinées non excentrées. Le modèle aux éléments finis vise à déterminer : la capacité portante en condition statique (Figure 4), en condition sismique / pseudo-statique (Figure 5). A titre d'exemple, on vérifie que la portance déterminée par une l'approche quasi-statique est équivalente à celle obtenue pour la même fondation édifée sur une pente (Figure 6).

L'ensemble des calculs, reporté sur les Figures 7 et 9, confirme les résultats précédemment obtenus dans le cadre des approches par l'intérieur et par l'extérieur (Paolucci et Pecker, 1997) pour les angles de frottement inférieurs à 30° (Figure 7). En revanche, pour les angles de frottement ($\varphi' = 35^\circ$) et les effets inertiels ($\bar{F} = 0,50$) plus élevés, la formulation de l'Eurocode 8 apparaît plus optimiste (Figure 9), ce qui peut traduire la difficulté de mettre en œuvre, dans le cadre de l'analyse limite, une approche par l'intérieur optimale.

Les résultats obtenus dans cette configuration reportés sur la Figure 5 mettent en évidence les différents mécanismes de ruine, depuis le poinçonnement jusqu'au glissement.

Les calculs par la méthode des éléments finis constituent un « mi-chemin » entre l'approche Eurocode 8 et la formulation analytique proposée qui reste la plus conservatrice (Figure 9).

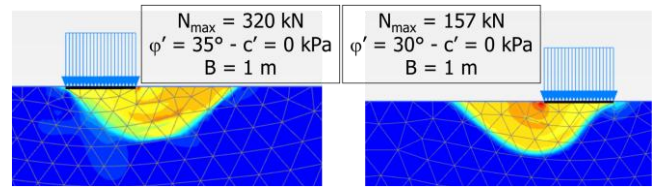


Figure 4. Mécanisme de ruine en condition statique – modèle Plaxis

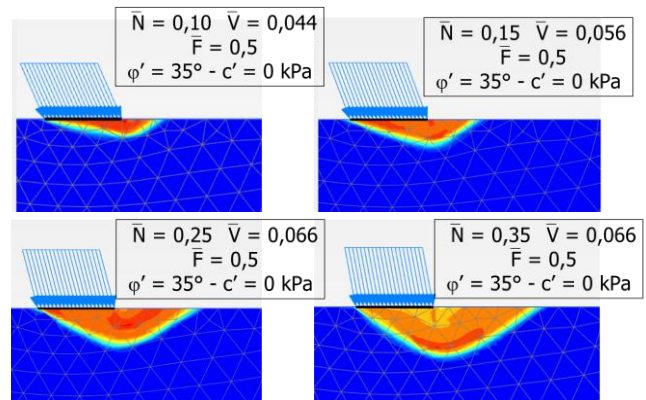


Figure 5. Mécanisme de ruine en condition sismique (pseudo-statique) – modèle Plaxis

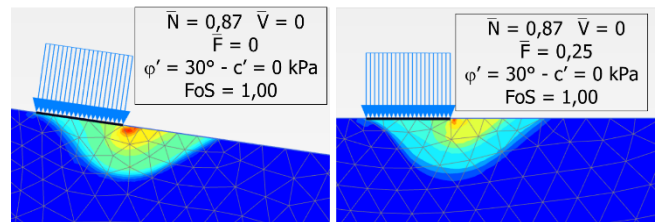


Figure 6. Mécanisme de ruine en condition sismique : approche « semelle sur pente » (gauche) et pseudo-statique (droite) – modèle Plaxis

4 PREMIERS ELEMENTS DE COMPARAISON

4.1 Diagrammes de stabilité

Les diagrammes de stabilité décrits au 2.3 sont reportés sur les Figures 7 à 10 pour les deux configurations décrites précédemment.

Dans ces deux cas, par rapport à la formulation donnée par l'Eurocode 8, l'approche proposée apparaît d'autant plus sécuritaire que l'accélération sismique est élevée. Ainsi, pour les accélérations sismiques modérées ($k_H = 0,144$ – Figure 7) la racine carrée de l'erreur quadratique moyenne évaluée par rapport aux résultats fournis par l'Eurocode 8 est de l'ordre de 0,011. Pour les accélérations plus sévères ($k_H = 0,350$ – Figure 9), cet écart est plus important et vaut 0,02.

Les résultats obtenus confirment la nature des différentes approches réalisées, en particulier, les modèles aux éléments finis, qui constituent une approche *a priori* par l'intérieur (construction d'un

champ de contraintes admissible) et qui conduisent par nature à des domaines de stabilités de moindre étendue.

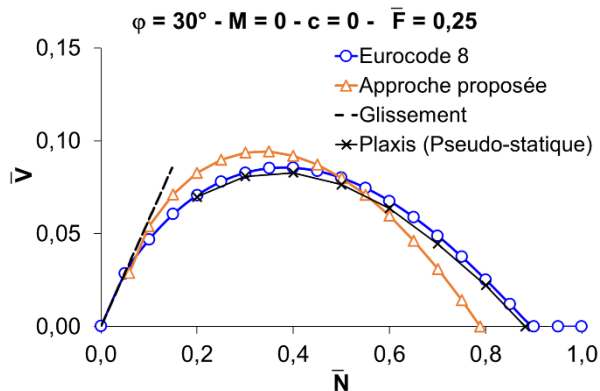


Figure 7. Diagramme de stabilité dans le plan $\bar{M} = 0$ pour $c' = 0$ kPa, $\varphi' = 30^\circ$ et $\bar{F} = 0,25$

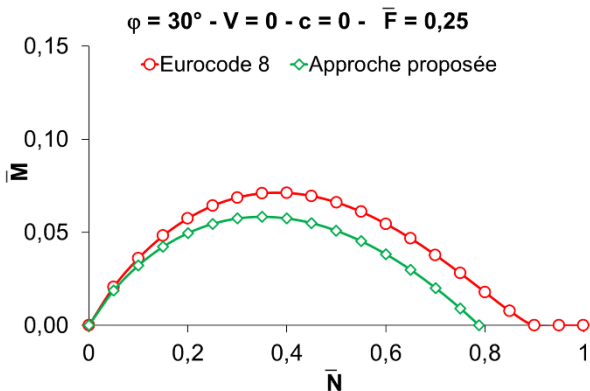


Figure 8. Diagramme de stabilité dans le plan $\bar{V} = 0$ pour $c' = 0$ kPa, $\varphi' = 30^\circ$ et $\bar{F} = 0,25$

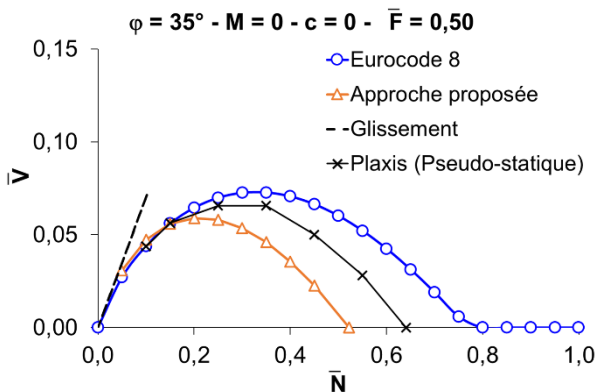


Figure 9. Diagramme de stabilité dans le plan $\bar{M} = 0$ pour $c' = 0$ kPa, $\varphi' = 35^\circ$ et $\bar{F} = 0,50$

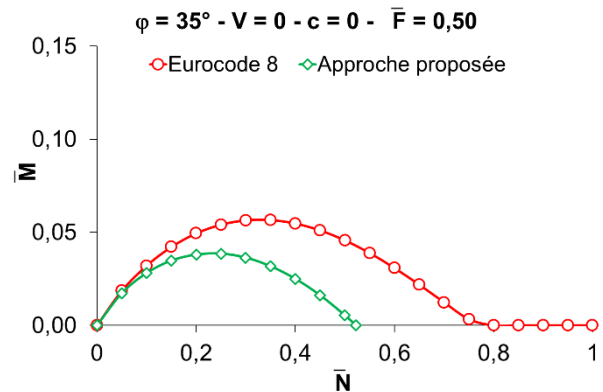


Figure 10. Diagramme de stabilité dans le plan $\bar{V} = 0$ pour $c' = 0$ kPa, $\varphi' = 35^\circ$ et $\bar{F} = 0,50$

4.2 Exemples d'application

4.2.1 Exemple n°1

On considère une semelle superficielle filante de largeur $B = 4$ m fondée sur un terrain limoneux ($c' = 8$ kPa, $\varphi' = 33^\circ$, $\gamma' = 20$ kN/m³) homogène et soumis à une accélération sismique $k_H = 0,2$.

Deux types de descentes de charges sont envisageables : par exemple, l'une représentative d'un mur de soutènement d'une hauteur $H = 6$ m et caractérisée par la prépondérance des efforts horizontaux (poussée) et des moments de renversement (cas 1) ; et l'autre d'une pile de pont exerçant principalement des efforts verticaux sur le terrain de fondation (cas 2). Les deux types de torseurs des efforts sont reportés dans le Tableau 1.

Tableau 1. Torseurs des efforts au centre de la semelle

Cas	N (kN)	V (kN)	M (kN.m)
Cas 1	660	155	481
Cas 2	2360	155	481

La valeur N_{max} est celle donnée par l'Eurocode 8 et vaut :

$$N_{max} = 0,5\gamma'N_\gamma B^2 \quad (17)$$

Avec, par exemple, N_γ donné par :

$$N_\gamma = 1,5(N_q + 1) \tan \varphi \quad (18)$$

Le domaine de stabilité est donné sur la Figure 11 en négligeant l'apport de la cohésion et pour $\bar{F} = 0,31$ (valeur correspondant à $k_H = 0,2$).

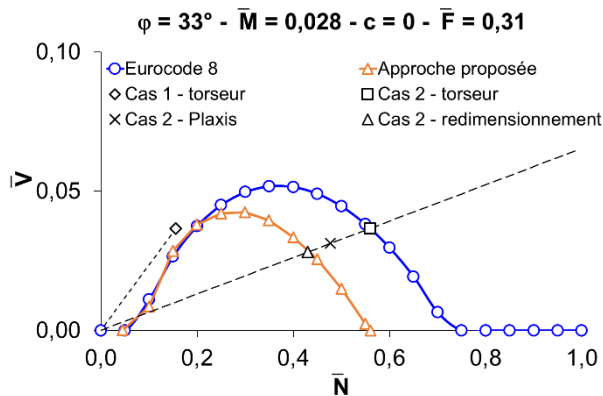


Figure 11. Diagramme de stabilité dans le plan $\bar{M} = 0,0285$ pour $c' = 0 \text{ kPa}$, $\phi' = 33^\circ$ et $\bar{F} = 0,31$

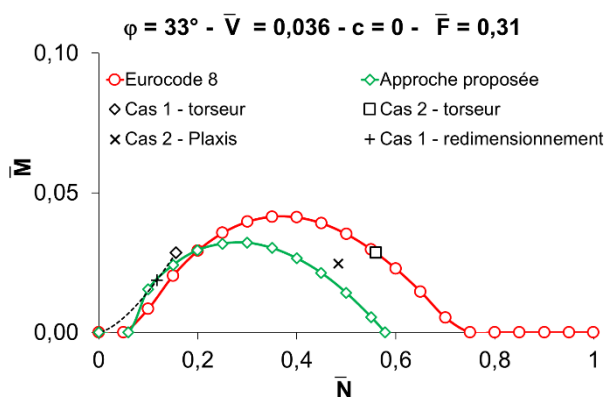


Figure 12. Diagramme de stabilité dans le plan $\bar{V} = 0,0366$ pour $c' = 0 \text{ kPa}$, $\phi' = 33^\circ$ et $\bar{F} = 0,31$

Pour le cas 1, le torseur des efforts conduit au grandeurs normalisées $\bar{N} = 0,156$, $\bar{V} = 0,037$ et $\bar{M} = 0,0285$. Pour le cas 2, le torseur des efforts conduit au grandeurs normalisées $\bar{N} = 0,56$, $\bar{V} = 0,037$ et $\bar{M} = 0,0285$.

Ces deux cas sont représentés dans les diagrammes de stabilité (Figures 11 et 12). La capacité portante n'est assurée pour aucun des deux cas selon les deux approches (Eurocode 8 et approche analytique).

Pour le cas 1 et pour l'approche analytique proposée, la vérification est assurée moyennant une augmentation de la largeur de la semelle de l'ordre de 15%. Cette valeur est déterminée par l'intersection entre le domaine de stabilité et l'expression de \bar{M} en fonction de \bar{N} sur un chemin B_{dim}/B croissant, supérieur à 1 et valant 1 au point $\bar{N} = 0,156$, $\bar{M} = 0,028$ (Figure 12). Ici encore, en tant qu'il est réalisé dans le plan $\bar{V} = 0,036$, le redimensionnement est conservateur : en effet, l'augmentation de la largeur de la semelle conduit à une diminution de \bar{V} , de sorte que le domaine de stabilité s'accroît également.

Pour le cas 2, le coefficient réducteur sur la portance déterminé analytiquement et lié aux effets inertiels vaut $i_{g,\gamma,\alpha} = 0,58$ et le coefficient réducteur lié à l'excentrement vaut $i_e = 0,81$, ils conduisent, pour

cette approche, et compte-tenu des descentes de charge, à un dépassement de la capacité portante de la fondation avec une rupture de type poinçonnement.

Une approche par la méthode des éléments finis a également été menée pour le cas 2. Elle permet de déterminer, en condition statique, la charge limite verticale centrée N_{max} (Figure 13), celle-ci vaut 3560 kN. Dans la configuration sismique, la descente de charge donnée pour le cas 2 conduit à une divergence du calcul. En conservant une inclinaison constante de la résultante et dans le plan $\bar{M} = 0,0285$, l'équilibre est obtenu en réduisant la valeur \bar{N} à 0,48 et $\bar{V} = 0,031$, (Figure 11 et Figure 13). Le point d'équilibre limite obtenu est inférieur aux prédictions de l'Eurocode 8, ce qui est cohérent avec la nature des de la méthode des éléments finis (approche par l'intérieur du domaine de stabilité). De manière similaire, dans le plan $\bar{V} = 0,036$, l'approche par l'intérieur que constitue la méthode des éléments finis conduit à un domaine de stabilité intermédiaire (Figure 12).

Le dimensionnement qui permet d'assurer la stabilité de la fondation peut être obtenu, de manière conservatrice dans le plan $\bar{M} = 0,028$, par homothétie (Figure 11) dans la direction donnée par l'inclinaison de la résultante (\bar{V}/\bar{N}). La valeur \bar{N} correspondante ($\bar{N} = 0,43$) conduit à une largeur de semelle B_{dim} telle que :

$$\left(\frac{B_{dim}}{B}\right)^2 = \frac{0,56}{0,43} \quad (19)$$

Soit une augmentation de la largeur de la semelle de l'ordre de 14 %. Cette nouvelle largeur B_{dim} permet également d'assurer la stabilité de la fondation vis-à-vis d'un excès de moment (Figure 12).

Les résultats obtenus confirment, au moins pour les zones de sismicité modérée, la pertinence et le caractère légèrement conservateur de l'approche proposée.

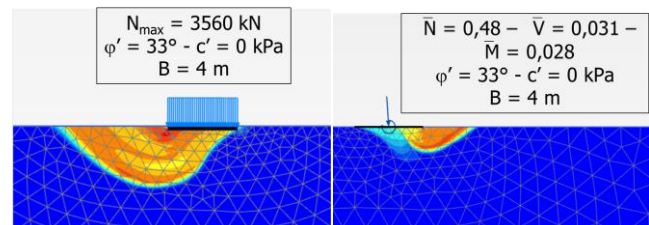


Figure 13. Mécanisme de ruine pour le cas 2 en condition statique (gauche) et sismique (droite) – modèle Plaxis

4.2.2 Exemple n°2

L'approche proposée est en mesure de prendre en compte la cohésion du terrain pour la justification de la portance. Sous les mêmes hypothèse la valeur de N_{max} est donnée par :

$$N_{max} = 0,5\gamma'N_{\gamma}B^2 + c'N_cB \quad (20)$$

Elle vaut 5459 kN. Pour le cas 2, la valeur R_N de la résistance mobilisable par le terrain est alors donnée, compte-tenu des réductions liées à l'inclinaison, à l'excentrement et aux effets inertiels, par :

$$R_N = i_e i_{g,\gamma,\delta} 0,5\gamma'N_{\gamma}B^2 + i_{g,c,\delta} c'N_cB' \quad (21)$$

Tous calculs faits, en considérant $i_{g,\gamma,\alpha} = 0,58$ – $i_{g,c,\alpha} = 0,68$ et $i_e = 0,81$, on obtient $R_N = 2715$ kN ce qui permet de justifier la fondation avec un coefficient de sécurité FoS = 1,04 (selon l'approche 3 telle que définie dans l'Eurocode 7).

Un modèle aux éléments finis permet de confirmer les résultats obtenus, aussi bien dans la configuration statique ($N_{max} = 5460$ kN) que dans la configuration sismique où le coefficient de sécurité obtenu par une procédure de c-φ réduction est FoS = 1,13 (Figure 14).

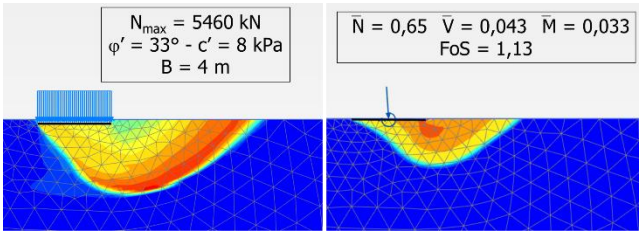


Figure 14. Mécanisme de ruine en condition statique (gauche) et sismique (droite) – modèle Plaxis pour le cas 2

4.2.3 Exemple n°3

On considère une semelle superficielle filante de largeur $B = 4$ m fondée sur un terrain sableux ($c' = 0$ kPa, $\varphi' = 33^\circ$) surmontant un substratum sismique et mécanique ($c' = 100$ kPa, $\varphi' = 45^\circ$) situé à faible profondeur et soumise aux descentes de charge du cas 2 de l'exemple précédent (Figure 15).

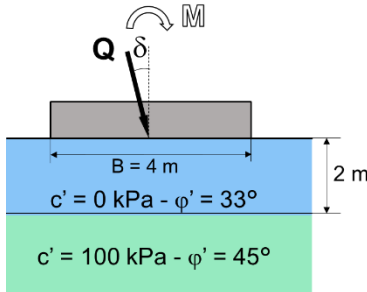


Figure 15. Exemple 2 : présence d'un substratum à faible profondeur

Cette configuration peut s'appréhender par l'intermédiaire d'un coefficient majorant le facteur de portance N_{γ} établi selon par une approche par l'intérieur (Mandel et Salençon, 1972). Dans

l'exemple, la présence d'un substratum à 2 m de profondeur conduit à un coefficient multiplicateur $F_{\gamma} = 1,53$. La résistance R_N mobilisable par le terrain est alors donnée par :

$$R_N = F_{\gamma} i_e i_{g,\gamma,\delta} 0,5\gamma'N_{\gamma}B^2 \quad (21)$$

Et vaut : $R_N = 4000$ kN, ce qui permet d'assurer la portance de la fondation avec un facteur de sécurité FoS = 1,15 déterminé selon une approche 3.

Les vérifications menées par un modèle aux éléments finis conduisent à des résultats comparables (Figure 16). Tout d'abord en condition statique, sous chargement vertical centré, la portance est évaluée à 5648 kN ce qui correspond à un coefficient $F_{\gamma} = 1,59$ très proche de la valeur fournie par l'analyse limite ($F_{\gamma} = 1,53$). En conditions sismiques, le coefficient de sécurité obtenu par une procédure de c-φ réduction conduit à un facteur de sécurité FoS = 1,23, très proche de celui obtenu avec l'approche analytique proposée.

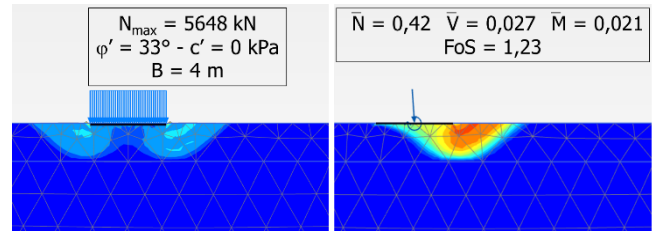


Figure 16. Présence d'un substratum à faible profondeur, mécanisme de ruine en condition statique (gauche) et sismique (droite) – modèle Plaxis pour le cas 2

5 CONCLUSIONS

Après une revue bibliographique des différentes méthodes à disposition pour la vérification de la portance des semelles superficielles sous action sismique, le présent article propose une méthode analytique basée sur un principe de rotation déjà éprouvé pour les soutènements et qui conduit à la formulation de coefficients réducteurs relatifs aux termes de portance (terme de cohésion N_c et terme de volume N_{γ}) directement applicables dans le cadre des formalismes usuels de vérification de la portance (méthode pressiométrique, méthode analytique de type c-φ). Ces coefficients, formulés indépendamment des autres approches existantes (i.e. sans recalage nécessaire), constituent une approche alternative simplifiée pour la vérification de la portance sismique des semelles superficielles.

Les comparaisons menées vis-à-vis de l'approche de référence définie dans l'Eurocode 8 démontrent que l'approche proposée fournit une estimation par l'intérieur de la capacité portante qui, dans les cas et

exemples explorés, est légèrement plus conservatrice que la méthode aux éléments finis.

Ainsi, l'approche analytique proposée, présente l'avantage de pouvoir être utilisée avec l'ensemble des méthodes traditionnelles et selon la variété des configurations prévues par ces dernières. Les coefficients réducteurs peuvent par exemple être utilisés en combinaison de celui relatif à la présence d'un talus (méthode pressiométrique), ou pour traiter l'ensemble des configurations traitées dans le cadre des approches analytiques de la portance (présence d'un substratum à faible profondeur, terrain bicouches, terrains cohérents et frottants ou de cohésion croissante avec la profondeur, etc.).

En contrepartie de la simplicité apportée, l'approche proposée présente un certain conservatisme qui pourrait être corrigé par une optimisation conduisant à introduire une dépendance en \bar{F} de l'exposant assurant le passage de la configuration non-pesante à la configuration pesante (Equation 11).

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Abboud, Y. et al. (2020). Un critère conventionnel pour la justification de la portance sismique des fondations superficielles. In *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur*, Lyon, France.
- Brinch Hansen, J. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity. *The Danish Geotechnical Institute*, Copenhagen, (28):5-11
- Caquot, A. (1934). Equilibre des massifs à frottement interne – Stabilité des terres pulvérulentes ou cohérentes. Gauthier Villars.
- EN 1997-1 (2004), Eurocode 7: Geotechnical design – General rules.
- L'Herminier, R. et Absi, E. (1962) Equilibre limite d'un coin dans un milieu non pesant. *Cahier de la Recherche*, Eyrolles.
- Okabe, S. (1924). General theory of earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam. *Journal of the Japan Society of Civil Engineering*, 10(6): 1277-1323.
- Mandel, J. et Salençon, J. (1972). Force portante d'un sol sur une assise rigide (étude théorique). *Géotechnique*, 22(1):79-93.
- Meyerhoff, G. (1957) The ultimate bearing capacity of foundations on slopes. *Proceedings, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, London, United-Kingdom, (1):384-386.
- Paolucci, R. and Pecker, A. (1997). Seismic bearing capacity of shallow strip foundations on dry soils. *Soils and Foundations*, 37(3): 95-105.
- Seed, H.B. and Whitman, R.V. (1970). Design of earth retaining structures for dynamic loads. *ASCE, Proceedings of specialty conference on lateral stresses in the ground and design of earth retaining structures*, Ithaca, New-York, 103-147.
- Soubra, A.H. (1997). Seismic bearing capacity of shallow strip footings in seismic conditions. *Institution of Civil Engineerings Proceedings Geotechnical Engineering*, 125(oct): 230-241.