

CAPACITE PORTANTE D'UNE SEMELLE FILANTE SUR UN SOL FROTTANT SOUMISE A UNE CHARGE INCLINEE

BEARING CAPACITY OF STRIP FOOTING ON FRICTIONAL SOIL UNDER INCLINED LOAD

Mohamed Younes OUAHAB¹, Abdelhak MABROUKI¹, Djamel BENMEDDOUR¹, Mekki MELLAS¹

¹ Laboratoire de Recherche en Génie Civil «LRGC», Université de Biskra, BP 145 RP, 07000 Biskra, Algérie

RÉSUMÉ – Cette étude s'intéresse au calcul numérique des facteurs de portance d'une semelle filante, en utilisant le logiciel PLAXIS en éléments finis. La semelle est supposée rigide, rugueuse, et soumise à une charge inclinée centrée, sur un sol purement frottant. Les facteurs de portance obtenus sont utilisés afin de déterminer les coefficients d'inclinaison; cette étude vise aussi à déterminer les surfaces de rupture dans le plan des charges verticales et horizontales (*V-H*) pour différentes inclinaisons de la force appliquée. Les résultats des calculs numériques sont comparés à ceux déterminés par les expressions analytiques, ainsi que les valeurs calculées par différentes approches de la littérature sur le sujet.

ABSTRACT – This study focuses on the numerical analysis of bearing capacity factors of a strip footing, using the finite element software PLAXIS. The footing is assumed rigid, rough and subjected to a centered inclined load, on a purely frictional soil. The obtained bearing capacity factors are used to determine the inclination factors. Also, this study aims to determine the failure surfaces in the vertical and horizontal loading (*V-H*) plane for different inclinations of the applied load. The results of numerical analysis are compared to those determined by the analytical expressions and the values calculated by different approaches available in the literature.

1. Introduction

La capacité portante des fondations filantes a été abordée initialement dans le cadre de la formulation classique de la capacité portante exprimée par l'équation de Terzaghi. L'équation générale pour le calcul de la capacité portante des fondations superficielles, proposée par Terzaghi (1943) est donnée par :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + c N_c + q N_q \quad (1)$$

Avec: q_u = capacité portante ; B = largeur de la fondation; γ = poids volumique du sol ; q = surcharge verticale latérale à la fondation; c = cohésion du sol sous la base de la fondation ; N_γ , N_c et N_q = facteurs de portance ne dépendant que de l'angle de frottement interne ϕ du sol sous la base de la fondation.

Pour une fondation filante reposant sur une surface horizontale de sol purement frottant, et soumise à une charge inclinée, l'équation de la capacité portante est réduite à :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N'_y \quad (2)$$

Avec : $N'_y = N_y \cdot i_y$ et i_y représente le facteur d'inclinaison de la charge. Pour un chargement vertical, $i_y=1$. Meyerhof (1963) a proposé l'expression suivante pour le facteur d'inclinaison i_y :

$$i_y = (1 - \alpha/\varphi)^2 \quad (3)$$

Avec : α angle d'inclinaison de la charge appliquée sur la fondation par rapport à la verticale, et φ angle de frottement interne du sol.

Hansen (1970) a proposé une expression pour le facteur i_y , en considérant un sol purement frottant:

$$i_y = (1 - 0,7H/V)^5 = (1 - 0,7 \tan \alpha)^5 \quad (4)$$

Avec : H et V sont respectivement ; la composante horizontale et verticale de la charge inclinée appliquée sur la fondation.

Egalement, Vesić (1975) a proposé une équation similaire pour i_y :

$$i_y = (1 - H/V)^3 = (1 - \tan \alpha)^3 \quad (5)$$

Loukidis et al. (2008) ont proposé une formule pour i_y , dans laquelle, l'effet de l'angle de frottement interne du sol est pris en compte :

$$i_y = \left(1 - 0,94 \frac{\tan \alpha}{\tan \varphi} \right)^{(1,5 \tan \varphi + 0,4)^2} \quad (6)$$

La capacité portante peut être décrite, non pas comme une charge verticale réduite au moyen de coefficients correctifs, mais par la définition des combinaisons ultimes dans le plan ou l'espace des paramètres de chargement de la fondation, c'est-à-dire, tracer la surface ultime du système. Récemment, des modèles bidimensionnels et tridimensionnels ont été développés dans le cas d'une semelle filante ou circulaire pour la définition de la surface ultime dans l'espace de chargement $[H-V]$. Une méthode d'essais originale, appelée le « swipe test », a été utilisée par Gottardi et al. (1999). Cette technique donne un accès direct à la forme de la surface de charge.

Plusieurs chercheurs ont étudié expérimentalement le problème d'une fondation sur sable et soumise à un chargement vertical excentré (Prakash et Saran 1971; Purkayastha et Char 1977; Zadroga 1994) ou chargement excentré incliné appliqué simultanément (Saran et Agrawal, 1991).

Aussi, Georgiadis et Butterfield (1988) et Gottardi et Butterfield (1993) ont considéré un model d'une fondation sur sable et soumise à un chargement combiné pour déterminer la forme et la taille de la courbe enveloppe dans l'espace de force verticale - force horizontale - moment ($V-H-M$). Récemment, Zdravkovic et al. (2002) et Randolph et al. (2004) ont utilisé les éléments finis pour le même but et ont comparé leurs résultats avec ceux de Gottardi et Butterfield (1993). Bransby (2001) a étudié le problème d'une fondation sur un sol non drainé et soumise à un chargement excentré.

Egalement, Magnan et al. (2004) ont obtenu des résultats pour le cas d'une fondation superficielle filante, soumise une charge inclinée centrée, en utilisant le code CESAR-LCPC, basés sur des calculs élasto-plastiques en éléments finis (module MCNL), ainsi que l'analyse cinématique régularisée (module LIM1). Pour une semelle filante sous chargement incliné et excentré sur un sol purement frottant, Loukidis et al. (2008) ont montré la bonne concordance entre les résultats obtenus par les deux méthodes d'analyse « swipe test » et « probe test », en utilisant des calculs élasto-plastiques par éléments finis.

La présente étude traite, par le logiciel PLAXIS, le problème d'interaction sol frottant-fondation superficielle filante, non encastrée, de largeur B , soumise à une charge inclinée centrée. Cette étude vise l'estimation numérique des facteurs de capacité portante, ainsi que les surfaces de rupture dans le plan des paramètres de chargement H (charge horizontale) et V (charge verticale). Les résultats numériques obtenus par cette étude sont comparés aux valeurs issues des formulations disponibles dans la littérature.

2. Présentation du cas étudié

Dans cette étude le comportement du sol est régi par une loi élastique-parfaitement plastique et le critère de Mohr-Coulomb a été adopté; les valeurs suivantes sont retenues : poids volumique $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$, un module de Young $E = 80 \text{ MPa}$, et un coefficient de poisson $\nu = 0,35$. Mabrouki et al (2010) indiquent que la capacité portante n'est pas influencée par les valeurs du module d'élasticité E et du coefficient de Poisson ν ; par ailleurs, les valeurs des paramètres élastiques (E, ν) influencent le tassement de la fondation.

Pour la performance des calculs PLAXIS (2012) recommande l'utilisation d'une très faible valeur de cohésion. Les calculs ont été menés pour les différentes valeurs de l'angle de frottement interne : $\varphi = 30^\circ, 35^\circ, 40^\circ$ et 45° avec un angle de dilatance $\psi = \varphi$ (associativité). La fondation rugueuse a été traitée comme élément poutre élastique avec une largeur $B=2\text{m}$ et une rigidité à la flexion $EI= 2,9 \times 10^7 \text{ kN/m}^2/\text{m}$ et une rigidité axiale $EA=3,48 \times 10^8 \text{ kN/m}$.

Dans la présente étude la technique de chargement « probe » est utilisée déterminer les points de l'enveloppe de rupture V - H . La fondation est chargée progressivement par une force inclinée d'angle α par rapport à la verticale, l'accroissement progressif de la force est accompagné par l'augmentation de la contrainte au-dessous de la fondation; cette contrainte se stabilise pour une valeur qui indique un palier; ce palier correspond à un point sur l'enveloppe de rupture. La géométrie du problème est indiquée sur la figure1 (a).

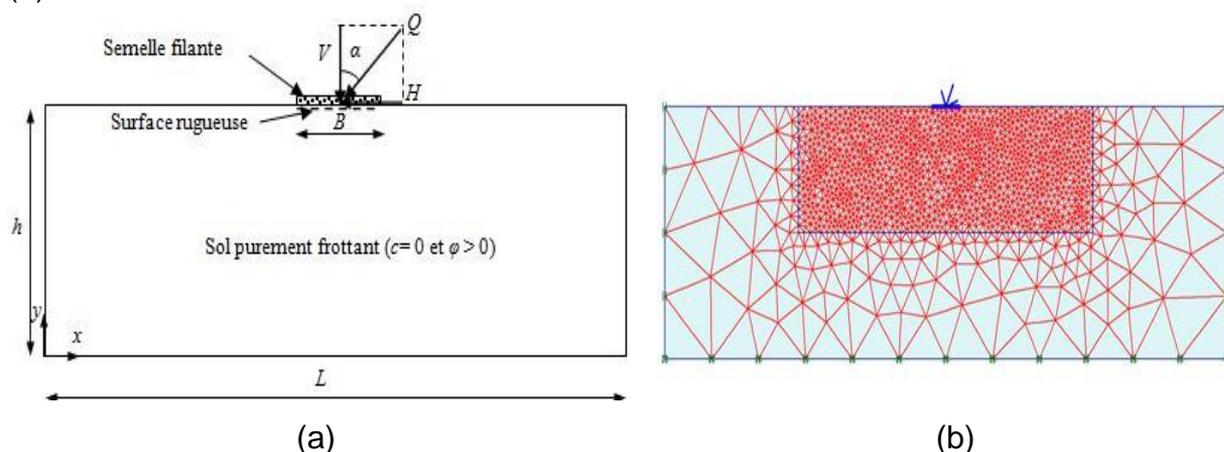


Figure 1. Présentation du problème, (a) géométrie du problème, (b) maillage adopté.

De nombreux tests ont été exécutés pour examiner l'influence de la taille du modèle, le nombre d'éléments sur la capacité portante. Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant les déplacements horizontaux et verticaux pour la limite inférieure; pour les limites latérales, le déplacement est bloqué dans la direction x . Les conditions aux limites sur les frontières du modèle, ainsi que le maillage adopté pour l'étude d'une semelle filante sont illustrées sur la figure 1 (b); un raffinement local du maillage a été effectué dans les zones de forts gradients de contraintes, c'est-à-dire au voisinage de la fondation et sous sa base; les dimensions du modèle ont été définies de façon à éviter toute source de perturbation dans la formation des mécanismes de rupture dans le sol.

3. Résultats et discussion

3.1. Facteur de portance N_γ et N'_γ

Sieffert et Bay-Gress (2000) ont montré la dispersion importante des valeurs de N_γ utilisées dans les pays européens. La figure 3 compare les valeurs de N_γ obtenues par la présente étude avec celles trouvées par différentes méthodes de résolution (purement numériques ou non) pour $\varphi = 30^\circ, 35^\circ, 40^\circ$ et 45° et $\psi = \varphi$. Les résultats de comparaison présentés sur la figure 3 ont été obtenus en considérant un sol associé. Il est à noter que la valeur de N_γ croît avec l'augmentation de la valeur de l'angle de frottement interne du sol. Aussi, il est clair que l'étude de Bolton et Lau (1993) surestime les valeurs de N_γ . Pour les faibles valeurs de φ les résultats de la présente étude sont en bon accord avec ceux de Martin (2004) et Lyamin et al (2007).

La figure 4, montre clairement l'influence de l'inclinaison de la charge et l'angle de frottement interne du sol sur le facteur de portance N'_γ . Les résultats des calculs elasto-plastiques de la présente étude ont été comparés avec ceux obtenus par Magnan et al. (2004), Meyerhof (1963), Hansen (1970) et Michalowski et You (1998). On note que la valeur du facteur N'_γ décroît avec l'augmentation de l'angle d'inclinaison α . L'analyse des résultats montre aussi une grande dispersion, surtout pour les valeurs importantes de l'angle de frottement interne du sol φ .

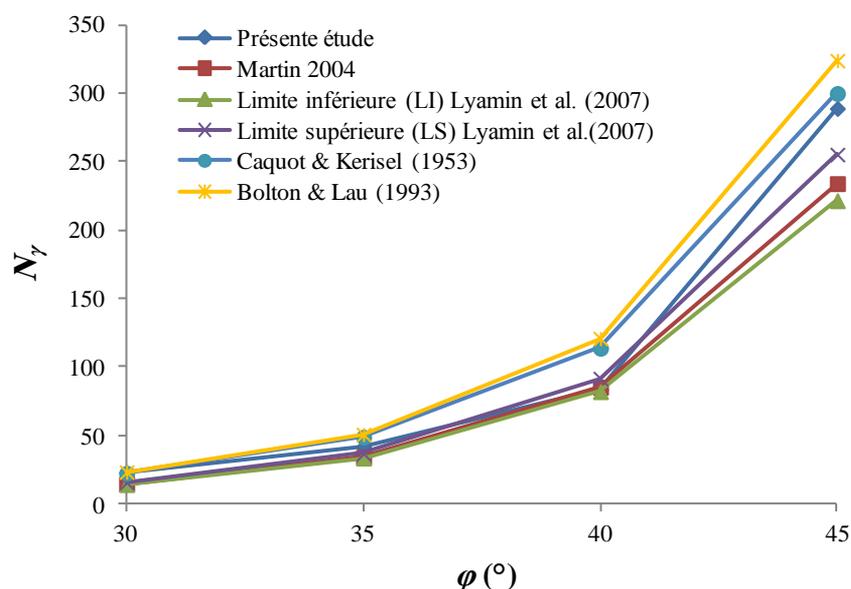


Figure 3. Comparaison des valeurs de N_γ .

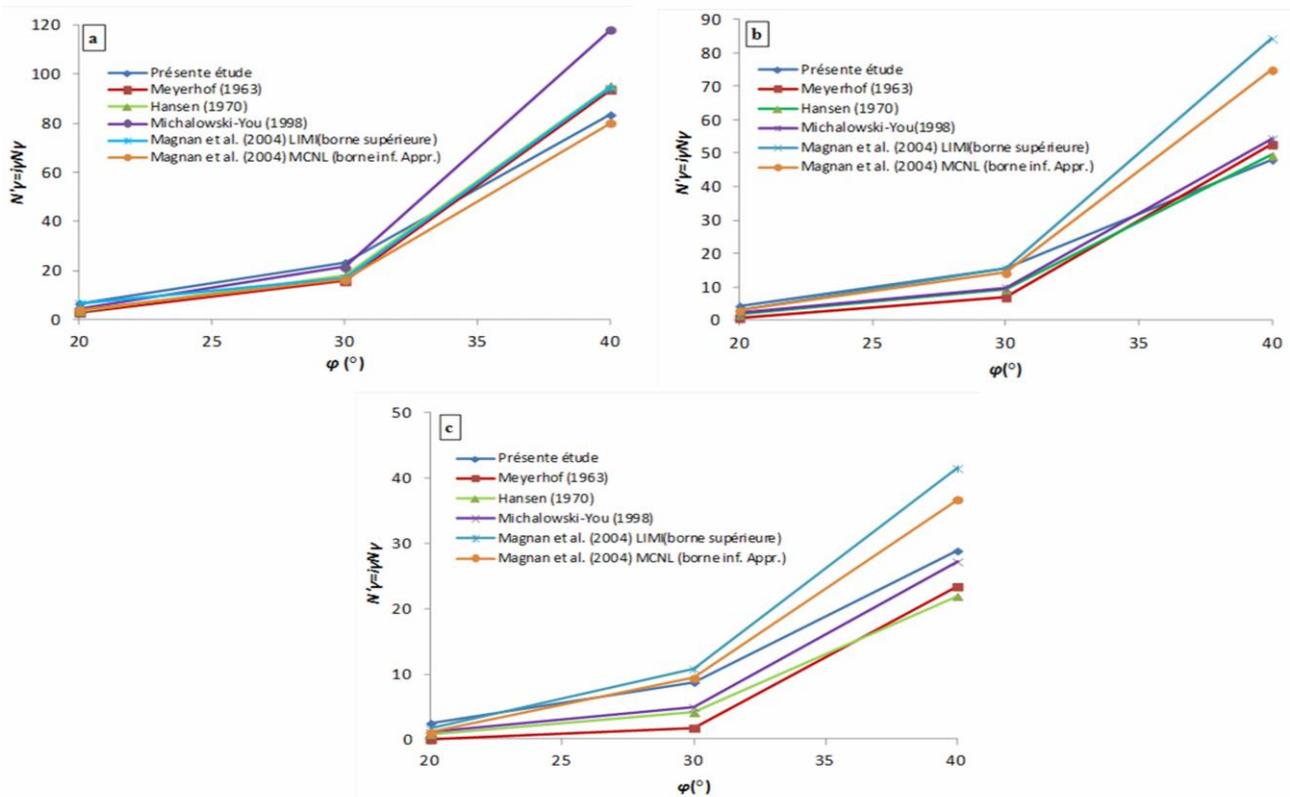


Figure 4. Comparaison des valeurs de N'_{γ} , (a) $\alpha = 0^\circ$, (b) $\alpha = 10^\circ$ et (c) $\alpha = 20^\circ$.

3.2. Facteur d'inclinaison i_{γ}

Par définition, le facteur de l'inclinaison i_{γ} , c'est le rapport de la capacité portante d'une fondation sous charge inclinée à la capacité portante de la même fondation, établie sur le même sol et soumise à une charge verticale centrée; il correspond donc à l'expression suivante:

$$i_{\gamma} = \frac{V_L}{V_{L(\alpha=0)}} \quad (7)$$

La figure 5 compare les facteurs d'inclinaison i_{γ} obtenus par la présente étude avec ceux donnés par Meyerhof (1963), Hansen (1970), Vesic (1975) et Loukidis et al. (2008). La figure 5 (a) montre que le facteur d'inclinaison i_{γ} décroît avec l'augmentation de l'angle d'inclinaison α . Il est intéressant de noter que la présente étude surestime les valeurs de i_{γ} par rapport aux autres résultats. Les valeurs de Hansen (1970) sont en bonne concordance avec ceux de Vesic (1975). La figure 5 (b) montre que les valeurs de i_{γ} diminuent légèrement avec l'augmentation de φ .

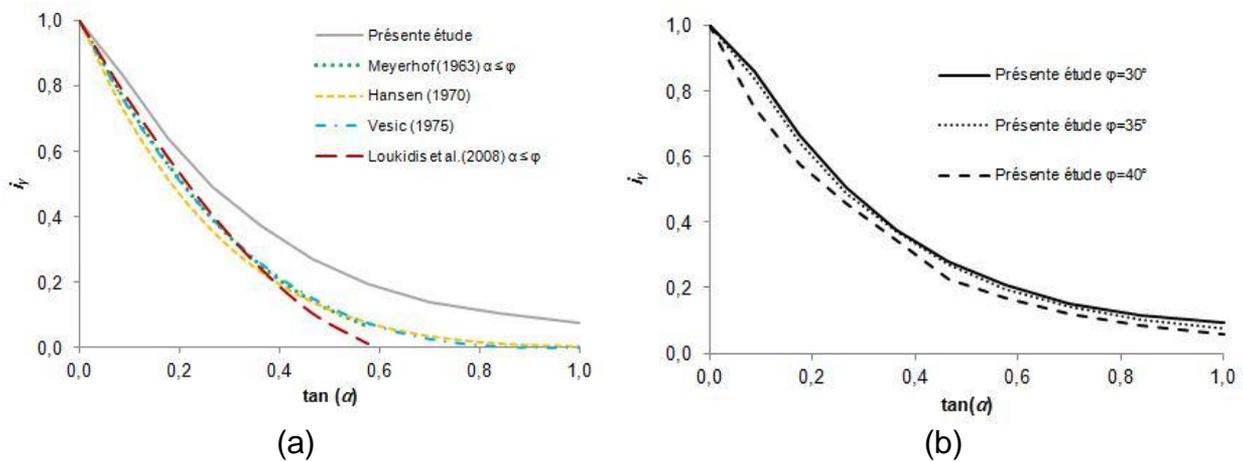


Figure 5. (a) Comparaison des résultats de i_y pour $\phi=30^\circ$, (b) Variation de i_y pour $\phi =30^\circ$, 35° et 40° .

3.3. Diagramme d'interaction

La figure 6 (a, b et c) montre les surfaces ultimes dans le plan (V - H), pour $\phi =35^\circ$, 40° et 45° . Les résultats de la présente étude sont comparés à ceux obtenus par les équations proposées par Hansen (1970), Vesic (1975) et Loukidis et al. (2008). Il est intéressant de noter que les résultats obtenus par la présente étude montrent que la charge horizontale maximale H_{max} varie entre $0,10V_{max}$ et $0,13V_{max}$. Les résultats de cette étude sont en bonne concordance avec les résultats expérimentaux de Georgiadis et Butterfield (1988), Gottardi et Butterfield (1993) qui indiquent que les valeurs de H_{max} sont de l'ordre de $0,12 V_{max}$. Également, les résultats de cette étude montrent que la forme de la surface ultime varie en changeant la valeur de l'angle de frottement interne du sol.

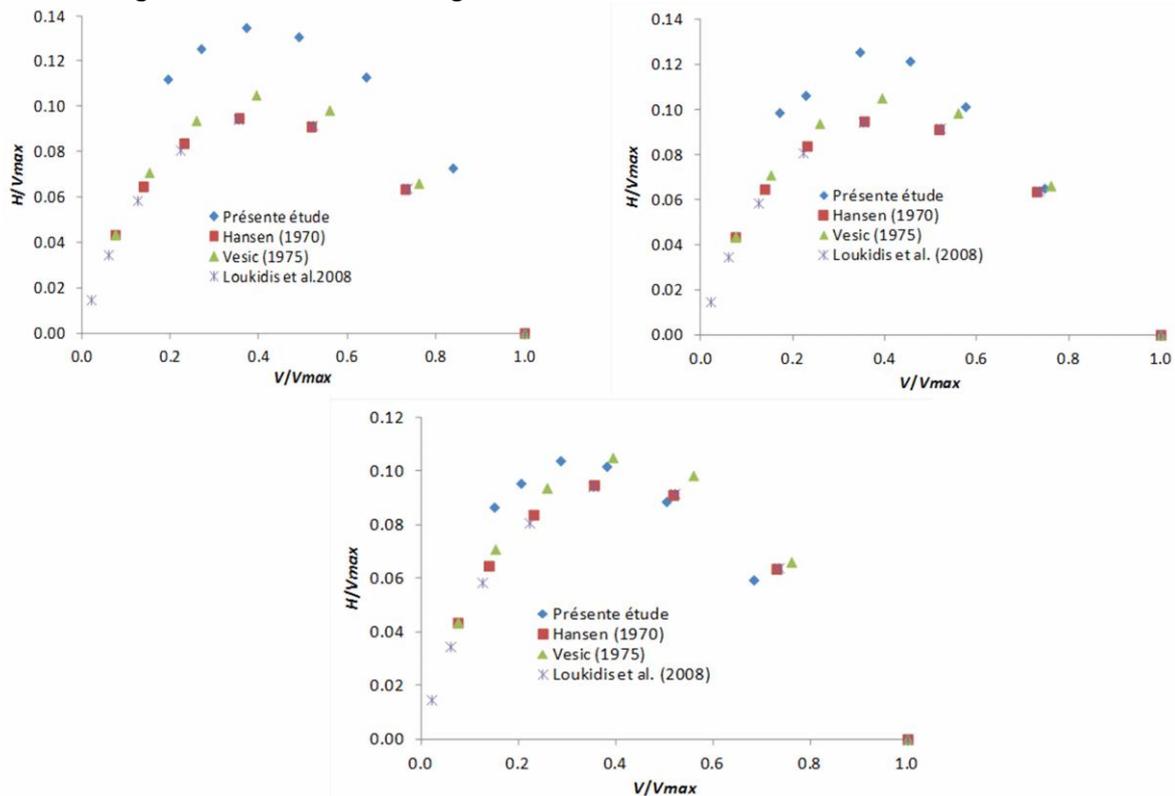


Figure 6. Surfaces ultimes de rupture, (a) $\phi=35^\circ$, (b) $\phi=40^\circ$ et (c) $\phi=45^\circ$

3.4. Incréments totaux des déplacements et mécanismes de rupture

La figure 7 (a) et (b) montre respectivement, les incréments totaux des déplacements et les mécanismes de rupture pour $\alpha = 0^\circ$, $\alpha = 15^\circ$ et $\varphi = 30^\circ$. Pour le cas d'une fondation soumise à une charge inclinée ($\alpha=15^\circ$), on constate que l'étendue de la zone d'écoulement plastique est dirigé vers un seul coté. Ce mécanisme de rupture est caractérisé par un coin élastique sous la base de la fondation et une zone passive à coté de la fondation. De plus, pour $\alpha = 0^\circ$, le mécanisme de rupture est similaire à celui de Terzaghi (1943).

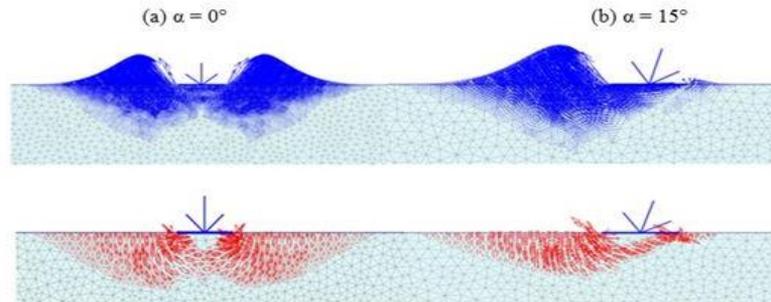


Figure 7. Incréments totaux des déplacements et mécanismes de rupture pour
(a) $\alpha = 0^\circ$, (b) $\alpha = 15^\circ$ et $\varphi = 30^\circ$.

4. Conclusion

Dans cette étude ont été déterminés par le logiciel PLAXIS, les facteurs de portance pour une fondation filante sur un sol frottant et soumise à une charge inclinée. Les surfaces ultimes ont été tracées dans le plan des paramètres de chargement normalisés, afin de les comparer à celles obtenues par les méthodes et les expressions proposées dans la littérature.

Cette étude a permis de montrer l'écart entre les résultats du facteurs de portance N'_y obtenus par différentes approches, surtout pour les grandes valeurs de l'angle de frottement interne du sol. Les calculs élasto-plastiques montrent que le facteur d'inclinaison i_y décroît légèrement avec l'augmentation de l'angle du frottement interne du sol φ . Egalement, la surface de rupture dépend de la valeur de l'angle de frottement interne φ du sol. La poursuite de cette recherche comporte, notamment, la prise en compte de l'effet de la non-associativité sur la surface de rupture, ainsi que sur les mécanismes de rupture, en utilisant la méthode « swipe test ».

5. Références bibliographiques

- Bolton M.D., Lau C.K. (1993). *Vertical bearing capacity factors for circular and strip footings on Mohr-Coulomb soil*. *Can. Geotech. J.*, vol. 30, pp. 1024-1033.
- Bransby F.M. (2001). *Failure envelopes and plastic potentials for eccentrically loaded surface footings on undrained soil*. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 25, n°4, pp. 329-346.
- Caquot A., Kerisel J. (1953). *Sur le terme de surface dans le calcul des fondations en milieu pulvérulent*. *Proc. 3rd Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Zurich, Vol. 1*, pp. 336-337.

- Georgiadis M., Butterfield R. (1988). *Displacements of footings on sand under eccentric and inclined loads. Canadian Geotechnical Journal*, vol. 25, n°2, pp. 199-212.
- Gottardi G., Butterfield R. (1993). *On the bearing capacity of surface footings on sand under general planar loads. Soils and foundations*, vol. 33, n° 3, pp. 68-79.
- Gottardi G., Houslsby G.T., Butterfield R. (1999). *Plastic response of circular footings on sand under general planar loading. Géotechnique*, vol. 49, n°4, pp. 453 - 469.
- Hansen B.J. (1970). *A revised and extended formula for bearing capacity. Danish Geotechnical Institute, Bulletin*, vol. 28, pp. 5-11.
- Loukidis D., Chakraborty T., Salgado R. (2008). *Bearing capacity of strip footings on purely frictional soil under eccentric and inclined loads. Can. Geotech. J.*, vol. 45, pp 768-787.
- Loukidis D., Salgado R. (2009). *Bearing capacity of strip and circular footings in sand using finite elements. Computers and Geotechnics*, vol. 36, pp. 871–879.
- Lyamin A.V., Salgado R., Slowan S.W., Prezzi M. (2007). *Two- and three-dimensional bearing capacity of footings in sand. Géotechnique*, vol. 57, n°8, pp 647–662.
- Mabrouki, A., Benmeddour, D., Frank, R., Mellas, M. (2010). Numerical study of the bearing capacity for two interfering strip footings on sands. *Computers and Geotechnics*, vol. 37 n°4, pp 431-439.
- Magnan J.P., Droniuc N., Canepa Y. (2004). Les méthodes de calcul de la portance des fondations superficielles. *Symposium international FONDSUP 2003, Magnan (éd), Presse de l'ENPC, Paris, 2, pp. 74-154.*
- Martin C.M. (2004). User guide for ABC – analysis of bearing capacity, Version 1.0. OUEL Report No. 2261/03. Department of Engineering Science, University of Oxford.
- Meyerhof G.G. (1963). *Some recent research on bearing capacity of foundations. Canadian Geotechnical Journal*, vol. 1, n°1, pp. 16-26.
- Michalowski R.L., You L. (1998). *Effective width rule in calculations of bearing capacity of shallow footings. Computer and Geotechnics*, vol. 23, pp. 237-253.
- Plaxis bv. (2012). Manuel de reference.
- Prakash S., Saran S. (1971). *Bearing capacity of eccentrically loaded footings. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, vol. 97, n°1, pp. 95-117.
- Purkayastha R.D., Char A.N.R. (1977). *Stability analysis for eccentrically loaded footings. Journal of the Geotechnical Engineering Division*, vol. 103, n°6, pp. 647-651.
- Randolph M.F., Jamiolkowski M.B., Zdravkovic L. (2004). Load carrying capacity of foundations. In *Advances in Geotechnical Engineering: The Skempton Conférence. Edited by R.J. Jardine, D.M. Potts and K.G. Higgins. Thomas Telford, London. vol. 1, pp. 207-240.*
- Saran S., Agrawal R.K. (1991). *Bearing capacity of eccentrically obliquely loaded footing. Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 117, n°11, pp. 1669-1690.
- Sieffert J.G., Bay-Gress C. (2000). Comparison of european bearing capacity calculation methods for shallow foundations. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering*, vol. 143, n°2, pp. 65-74.
- Terzaghi K. (1943). *Theoretical soil mechanics*, Wiley, New York.
- Vesić A.S. (1975). Bearing capacity of shallow foundations. In *Foundation engineering handbook, sous la dir. de Winterkorn, Hans Friedrich, et Hsai-Yang Fang. New York: Van Nostrand Reinhold, p. 751.*
- Zadroga B. (1994). *Bearing capacity of shallow foundations on non-cohesive soils. Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 120, n°11, pp. 1991-2008.
- Zdravkovic L., Ng P.M., Potts D.M. (2002). Bearing capacity of surface foundations on sand subjected to combined loading. *Proceedings of the 5th European Conference on numerical methods in Geotechnical Engineering (NUMGE V), Paris, France, pp. 323-330.*