

Effect of the eccentric load on the bearing capacity of a strip footing founded on sand

Effet de la charge excentrée sur la capacité portante d'une semelle filante fondée sur sable

Sadok Benmebarek¹, Ahlem Guetari¹, Mohamed-Saddek Remadna¹✉

Laboratoire de MN2I2S, Université de Biskra, Algérie

Received 30 October 2017

Published 27 June 2018

Keywords

Bearing Capacity

Eccentric Load

Stress Distribution

Flac2D

Strip Footing

Abstract: The finite differences FLAC 2D software which allows to model all soil-structure interactions regardless of the difficulty of the problems is used to determine the bearing capacity and stress distribution under a rigid strip footing submitted to vertical centered and eccentric loads. The footing is set on a free surface of sand with no surcharge applied. The soil is assumed to be elastic – perfectly plastic following the Mohr–Coulomb failure criterion. The results of the present study show that the conception proposed by Meyerhof tends to underestimate the bearing capacity, especially for large eccentricities. The study proposes an expression of the effective width that gives reasonable bearing capacity values, even for large eccentricities.

© 2018 The authors. Published by the Faculty of Sciences & Technology, University of Biskra. This is an open access article under the CC BY license.

Résumé : La méthode des différences finies FLAC 2D qui permet de modéliser toutes les interactions sol-structure quelle que soit la difficulté des problèmes est utilisée pour déterminer la capacité portante ainsi que la distribution des contraintes sous une semelle filante rigide soumise à des charges verticales centrées et excentrées. La semelle est placée sur une surface libre de sable et sans aucune surcharge appliquée. Le sol est considéré comme un matériau élastique parfaitement plastique, obéissant au critère de Mohr-Coulomb. Les résultats de l'étude montrent que la conception proposée par Meyerhof a tendance à sous estimer la capacité portante notamment pour les grandes excentricités. L'étude propose une expression de la largeur effective qui donne des valeurs de capacité portante raisonnables, même pour les grandes excentricités.

Mots clés : Capacité portante, charge excentrée, distribution des contraintes, Flac2D, semelle filante.

1. Introduction

La capacité portante des fondations superficielles est l'un des sujets les plus importants dans le domaine de la géotechnique. Plusieurs études théoriques et expérimentales ont été publiées. C'est Terzaghi (1943) qui a proposé la formule générale de la capacité portante d'une semelle filante soumise à une charge verticale centrée, en se basant sur la solution de Prandtl (1920) et sur le principe de superposition. La plupart des études relatives aux fondations portent sur le cas d'une fondation soumise à une charge verticale centrée. Alors que les fondations superficielles sont souvent soumises à des charges excentrées et/ou inclinées, où le problème devient plus compliqué à cause du décollement à l'interface sol-fondation. Les équations les plus couramment appliquées pour la capacité portante de la fondation soumise à des charges excentrées sont dues principalement aux travaux effectués par (Meyerhof 1953 et Hansen 1961). C'est à partir d'essais sur modèles de laboratoire effectués par Meyerhof (1953) sur des fondations soumises à une charge excentrée que ce dernier a pu proposer une méthode semi-empirique dite méthode de la largeur effective, $B' = B - 2e$ où B est la largeur de fondation et e est l'excentricité de la charge.

Des analyses numériques ont été effectuées par plusieurs chercheurs (Loukidis et al. 2008 ; Krabbenhoft et al. 2014 ; Yamamoto et Hira 2009). Loukidis et al. (2008) ont utilisé la méthode des éléments finis pour étudier la capacité portante d'une fondation superficielle sur sable soumise à des charges excentrées et inclinées, ils ont montré que pour une excentricité ($0 \leq e \leq 1/3 B$), les résultats sont très en accord avec l'approche de la largeur effective. Krabbenhoft et al. (2014) ont effectué des calculs de limite inférieure basés sur la méthode d'éléments finis pour déterminer la capacité portante d'une fondation superficielle soumise à une charge verticale et excentrée dans l'intervalle 0 à 0.5B avec des surcharges variables. Ils ont démontré que pour le cas où il n'y a pas de surcharge les résultats correspondent très bien avec les résultats obtenus par l'approche de la largeur effective. Yamamoto et Hira (2009) ont aussi utilisé la méthode des éléments finis pour calculer la capacité portante des fondations superficielles sous chargements excentrés et inclinés, ils ont trouvé, entre autres que, pour les grandes excentricités, la capacité portante a une valeur égale à environ 45% de celle déterminée par l'approche de la largeur effective.

✉ Corresponding author. E-mail address: remadnamohamedsaddek@gmail.com

Il faut dire que l'approche de la largeur effective suppose une distribution linéaire des contraintes de contact fondation-sol, dans les deux directions de la fondation. Comparée aux résultats d'instrumentation, cette supposition est une simplification de la distribution réelle des contraintes. Dans cette étude, on se propose d'effectuer des simulations numériques des charges de rupture d'une semelle filante rigide soumise à un chargement vertical centré et excentré en utilisant le code FLAC 2D (Fast Lagrangian Analysis of Continua, 2011). Les résultats numériques seront utilisés pour déterminer les valeurs de la largeur effective B' et étudier la validité des méthodes de conception actuelles. En outre, la présente étude proposera, en se basant sur les résultats numériques, une expression de la largeur effective qui donne des valeurs de capacité portante raisonnables, même pour les grandes excentricités. Le présent travail permettra aussi, de déterminer la répartition des contraintes de contact au-dessous de la fondation et enfin de faire élucider le mécanisme de rupture du sol de fondation.

2. Définition du Problème

Le problème de la capacité portante en déformation plane à prendre en considération est illustré à la Figure 1. La semelle filante rigide a une largeur B = 1m, et repose sur un massif de sol frottant homogène et isotrope limité par une surface libre horizontale. Les paramètres utilisés pour l'analyse numérique sont résumés dans le Tableau 1. Il convient de noter que, pour arriver à un modèle géométrique acceptable pour les calculs ultérieurs, des simulations préliminaires sont effectuées pour tester la taille du domaine, le maillage et les conditions aux limites. Les mécanismes de rupture qui seront développés sous l'effet de la charge limite, doivent être très loin des frontières du domaine d'étude. La précision des résultats obtenus et qui dépend entre autres du maillage adopté est vérifiée avec les résultats d'études antérieures comme montré sur le Tableau 2. En outre, il faut signaler que le module d'élasticité et le coefficient de poisson ont été maintenus constants pour toutes les simulations de la présente étude puisqu'ils n'affectent que l'évolution du tassement de la semelle, mais n'ont aucun effet sur la charge de rupture, qui est l'objet de cette étude numérique. Cette dernière observation a été aussi établie par Potts et Zdravkovic (2001) et, Loukidis et al. (2008).

Tableau 1. Propriétés du sol.

Paramètres	Sable
Masse volumique (Kg/m ³)	2000
Module d'Young (MPa)	30
Coefficient de Poisson	0.3
Cohésion (KPa)	0
Angle de frottement (deg)	30, 35 et 40
Angle de dilatance (deg)	$\psi = \phi$

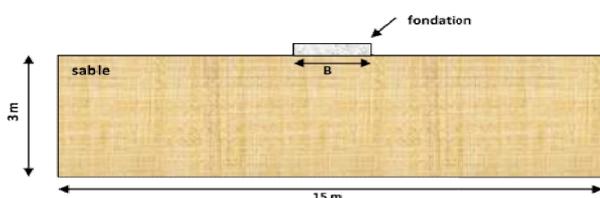


Fig. 1. Géométrie du modèle numérique.

Lorsque le sol est chargé avec une surcharge uniforme (q), selon la formule de Terzaghi (1943), la capacité portante d'une semelle filante peut être obtenue comme suit :

$$q_u = cN_c + qN_q + 0.5\gamma B N_\gamma \tag{1}$$

Où q_u : est la contrainte de rupture ; c : est la cohésion du sol ; q : est la surcharge verticale latérale à la fondation ; γ : est le poids volumique du sol ; $N_\gamma(\phi)$, $N_c(\phi)$ et $N_q(\phi)$: facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne ϕ du sol sous la base de la fondation.

L'équation (1) peut être simplifiée dans le cas particulier où il n'y a pas de surcharge et le sol sans cohésion. La formule de la capacité portante devient :

$$q_u = 0.5\gamma B N_\gamma \tag{2}$$

Pour une semelle soumise à une charge verticale V, appliquée à une distance e de l'axe central, Meyerhof (1953) propose la formule de la capacité portante comme suit :

$$q_u = 0.5\gamma B' N_\gamma \tag{3}$$

avec

$$B' = B - 2e \tag{4}$$

Où B' est la largeur effective de fondation ; B est la largeur de fondation et e est l'excentricité.

Loukidis et al. (2008) ont proposé une conception pour la largeur effective comme suit :

$$B' = B(1 - 2.273e/B)^{0.8} \tag{5}$$

Selon Yamamoto et Hira (2009) la conception de la largeur effective de Meyerhof a tendance à surestimer les capacités portantes notamment pour les grandes excentricités. Ils ont proposé une conception pour B' comme suit :

$$B' = B - 2.5e \tag{6}$$

3. Simulations numériques

Le code de différences finies FLAC est un outil efficace dans le traitement des problèmes de la capacité portante des fondations superficielles. Cette efficacité apparaît clairement dans les analyses menées par Benmebarek et al. (2012a, 2012b), Massih et Soubra (2007), et Michalowski et Dawson (2002).

Le présent travail s'intéresse à l'étude numérique de la capacité portante d'une semelle filante rigide de largeur B = 1m reposant sur une surface libre de sable, considéré comme matériau élastique parfaitement plastique, obéissant au critère de Mohr-Coulomb. La transmission de la charge de fondation au sol est assurée par élément massif et tout glissement entre la fondation et le sol se produit dans le sol. Ceci est tout à fait réaliste pour le cas des semelles de béton coulées sur le sol, comme l'a si bien signalé Loukidis et al. (2008), notamment pour les hauteurs de la fondation considérées assez importantes et situées dans l'intervalle [0.2B, 0.5B]. Dans une telle condition, l'interface entre le sol et la fondation peut être considérée comme très rugueuse.

Les conditions aux limites sont représentées sur la Figure 2. Les frontières latérales sont fixées dans le sens horizontal (axe x). La base du modèle est fixée dans les deux sens horizontal et vertical (axes x et y). Par ailleurs et, afin de satisfaire les conditions de déformation plane, la fondation présente une longueur infinie.

Le chargement de la semelle filante est simulé en imposant des vitesses verticales centrées et excentrées aux nœuds supérieurs sur la fondation, la charge verticale (V) est appliquée à une excentricité e . La valeur de l'excentricité varie de 0.00 à 0.50 m avec un incrément de 0.10 m (Figure 2). L'incrémentation des déplacements imposés se fait par vitesses verticales orientées vers le bas, centrées et excentrées imposées aux nœuds supérieurs de la semelle, la charge verticale (V) est appliquée à une excentricité e . La valeur de l'excentricité varie de 0,00 à 0,50 m, avec un incrément de 0,10 m (Figure 2). Les résultats numériques obtenus en termes de charge limite sont très sensibles au choix de la vitesse de chargement imposée. L'exécution d'un certain nombre de simulations préliminaires est requise pour déterminer l'amplitude des vitesses verticales qui seront utilisées pour toutes les simulations ultérieures. Pour la présente étude les vitesses retenues sont très faibles et sont de l'ordre de 1×10^{-8} m/étape de calcul, 1×10^{-9} m/étape de calcul. Un grand nombre d'étapes de calculs (steps) est nécessaire pour chaque simulation pour atteindre la charge limite.

Le modèle numérique est discrétisé en éléments de différentes dimensions. Le maillage est raffiné à proximité des bords de la fondation parce qu'ils sont considérés comme des points présentant une singularité. La singularité est causée par le changement brusque dans la direction des déplacements dans leur voisinage, Loukidis et al. (2008). La Figure 3 présente le maillage du modèle numérique utilisé dans cette présente étude.

4. Résultats et Discussions

4.1 Chargement vertical centré (validation du modèle de calcul)

Certaines analyses préliminaires ont été effectuées afin de valider les résultats numériques. Les valeurs du facteur de capacité portante N_γ sont présentées dans le Tableau 2, pour les angles de frottement $\phi = 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ$ et 40° . Dans tous les tests numériques, le poids volumique γ du sol a été pris égal à 20 kN/m³ et la largeur de fondation $B = 1.0$ m. Ce tableau présente aussi une comparaison avec les résultats disponibles dans la littérature et obtenus par plusieurs auteurs. Cette comparaison montre que les valeurs de la capacité portante obtenues par FLAC 2D sont parfaitement concordantes avec celles existantes dans la littérature.

Tableau 2. Valeurs du facteur N_γ .

ϕ°	Calcul plastique				Calcul en équilibre limite			Analyse limite	
	Flac 2D*	Loukidis et al. (2008)	Krabbenhoft et al. (2014)	Yamamoto et Hira (2009)	Hansen (1961)	Eurocode 7 (2004)	Meyerhof (1963)	Hjiaj et al. (2005)	Tang (2014)
25	6.83	/	6.35	/	/	9.01	6.77	6.74	6.66
30	15.58	15.37	14.27	16.68	15	20.09	15.67	15.24	14.82
35	36.55	36.09	32.7	37.76	33.92	45.23	37.15	35.65	34.63
40	91.19	89	/	94.36	79.6	106.05	93.7	88.39	85.02

* Présente étude

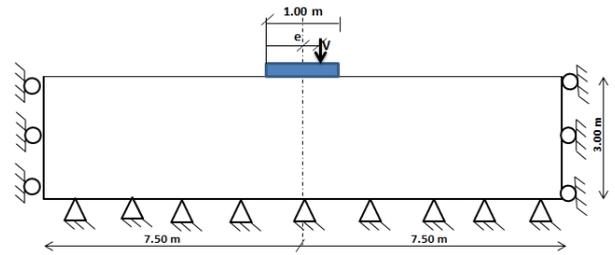


Fig. 2. Conditions aux limites du modèle.

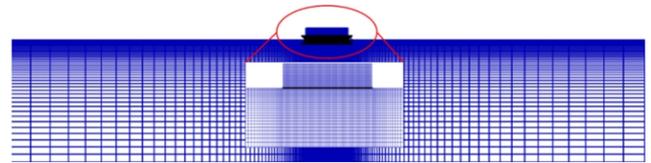


Fig. 3. Maillage utilisé dans les simulations FLAC

Ces résultats préliminaires ont bien confirmé les choix appropriés du maillage et de la vitesse du chargement utilisée pour la modélisation numérique.

4.2. Chargement vertical excentré

Les valeurs de la capacité portante moyenne sont présentées sous la forme de courbes graphiques représentant la relation entre $q_u/\gamma B$ et le rapport e/B sur la figure 4. Sur la même figure sont également représentés les résultats d'autres auteurs. Trois angles de frottement ont été considérés $\phi = 30^\circ, 35^\circ$ et 40° , et pour chaque angle de frottement cinq excentricités sont considérées $e/B = 0.1, 0.2, 0.3$, et 0.4 . La figure 4 montre bien la diminution de la capacité portante moyenne avec l'augmentation du (e/B) lorsque la semelle filante est soumise à une charge verticale excentrée.

Ils est clair que les résultats de la présente étude coïncident parfaitement avec ceux de la méthode la plus utilisée dans la pratique (l'approche de la largeur effective de Meyerhof (1953)) et aussi avec les résultats numériques en éléments finis présentés par Loukidis et al. (2008), pour les rapports d'excentricité $e/B \leq 0.33$. Au delà de cette valeur les résultats restent généralement en bon accord avec ceux de l'approche de Meyerhof (1953).

Les valeurs des capacités portantes calculées en utilisant l'équation de Meyerhof (1953), qui est exprimée en termes d'une largeur effective ($B' = B - 2e$), ont tendance à être légèrement sous estimées pour les grandes excentricités où on constate une augmentation de la différence entre les valeurs de la capacité portante de cette étude avec celles calculées par la méthode de la largeur effective, avec l'augmentation de l'excentricité. Cette

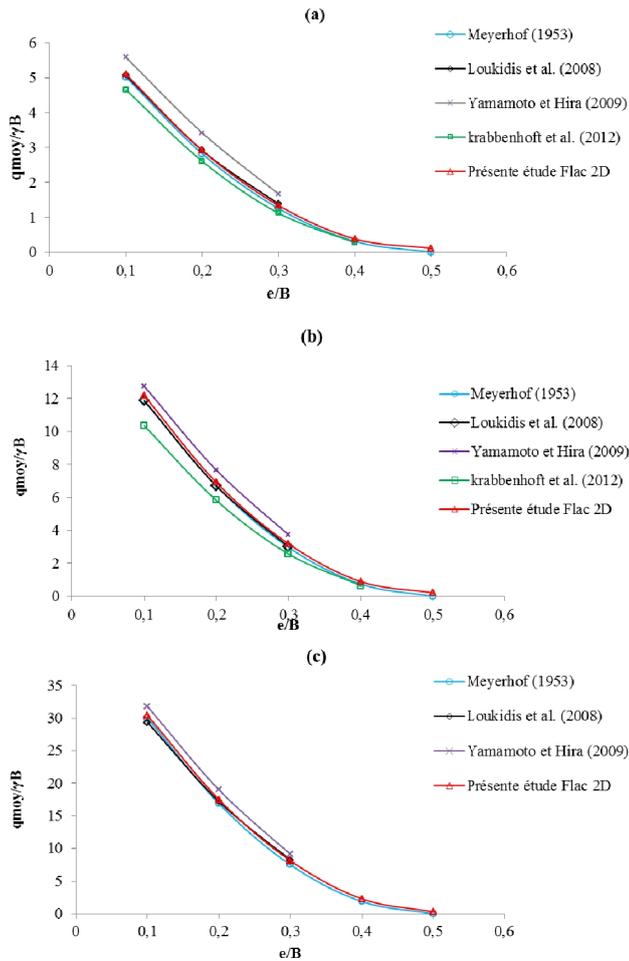


Fig. 4. Variation de la capacité portante moyenne avec l'excentricité. (a) $\phi=30^\circ$, (b) $\phi=35^\circ$ et (c) $\phi=40^\circ$.

différence est égale à 8% et 18% respectivement pour les rapports d'excentricité 0.3 et 0.4 et ce, pour tous les angles de frottement pris en considération dans cette étude. Cet écart peut être expliqué par le fait que l'approche de la largeur effective néglige la résistance due aux contraintes de cisaillement à la base de la fondation ; laquelle résistance augmente avec l'augmentation de l'excentricité. Les valeurs numériques pr sent es par Yamamoto et Hira (2009) sont surestim es (Fig.4), cela est causé par l'effet de la discrétisation du continuum dans la méthode des éléments finis, de l'interpolation des points d'intégration des éléments et de la valeur moyenne pour les nœuds constituant plusieurs éléments, aussi le nombre des nœuds d'éléments choisis est insuffisant pour obtenir des résultats plus précis ( l ments à six nœuds).

Selon Yamamoto et Hira (2009) les valeurs des capacités portantes calculées en utilisant l'approche de la largeur effective de Meyerhof (1953), sont surestim es notamment pour les grandes excentricités. Cela est en contradiction avec ce qui est présenté dans la Figure 4. En fait, l'erreur est dans la comparaison, cette dernière a été faite entre deux valeurs différentes, capacité portante ultime (q_u^A) calcul e à partir de l'approche de la largeur effective de Meyerhof (1953) et leur valeur numérique de la capacité portante moyenne (q_{moy}). Il reste néanmoins évident que la comparaison entre auteurs

devait être men e entre les valeurs de la capacité portante moyenne quelle que soit la méthode de calcul (analytique ou numérique). Par ailleurs et pour ce qui est des valeurs de la capacité portante moyenne fournies par l'analyse numérique en éléments finis et pr sent es par Krabbenhoft et al. (2014), ces valeurs tendent à être inférieures à celles de la présente étude. En effet les auteurs se sont basés sur la méthode de la limite inférieure.

Aussi, l'approche de la largeur effective de Meyerhof (1953) est-elle bas e sur une simplification de la distribution des contraintes de contact fondation-sol, où la distribution a été suppos e linéaire dans les deux directions de la fondation, par contre dans la réalité, la distribution des contraintes sous la fondation n'est pas linéaire, comme illustré sur la Figure 5 qui montre la distribution des contraintes sous la fondation simul es par FLAC dans les cas de chargement centré et excentré. Loukidis et al. (2008) et, Yamamoto et Hira (2009) ont abouti aux mêmes conclusions relatives à la distribution non linéaire des contraintes de contact, semelle de fondation-sol.

Dans le cas de la charge verticale centr e ($e/B = 0$), la distribution des contraintes normales est symétrique par rapport au centre de la semelle, et la valeur maximale de la distribution est obtenue au centre de la fondation. Aussi, dès que le rapport e/B dépasse la valeur 0.2, la Figure 5 montre que la surface de contact devient plus petite et les valeurs maximales des contraintes normales de contact deviennent aussi plus petites. Et ceci est en bon accord avec la perte de contact entre la fondation et le sol au niveau du bord arrière de la fondation. Enfin, la contrainte normale maximale se produit presque au point d'application de la charge excentr e V . Il convient de mentionner que la distribution des contraintes donn e par le code en différences finies Flac 2D s'est av r e tout à fait conforme à la réalité physique et même meilleure comparativement à celle montr e par les outils en élément finis présentés par (Loukidis et al. 2008 et Yamamoto et Hira 2009).

Par ailleurs et afin de visualiser la zone mobilis e à l'état limite de rupture du sol sous la fondation, il est présenté sur la Figure 6, le champ de déplacement pour un angle de frottement $\phi=35^\circ$ et $e/B=0,0.1,0.2,0.3,0.4$.

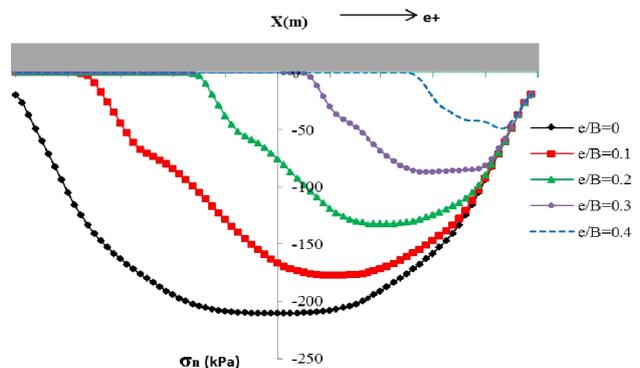


Figure 5. Distribution des contraintes normales au-dessous de la fondation sous charges verticales centr es et excentr es.

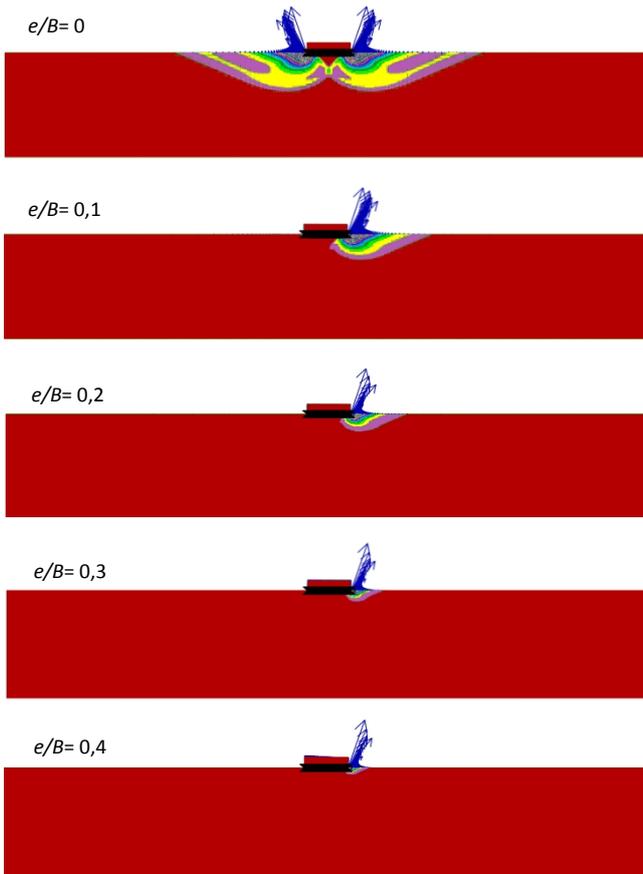


Fig. 6. Distribution de la contrainte de cisaillement maximale avec les champs de déplacement pour $\phi=35^\circ$ et, $e/B = 0, 0.1, 0.2$ et 0.3 .

La zone mobilisée à l'état limite de rupture du sol sous la fondation est représentée aussi par des contours de l'incrément de contrainte de cisaillement maximal dans la Figure 6. Les mécanismes de rupture fournis par le code de différences finies FLAC sont en accord étroit avec ceux des solutions rigoureuses MOC (Lundgren et Mortensen 1953, Martin 2005).

On peut aussi remarquer que la taille du mécanisme de rupture diminue avec l'augmentation de l'excentricité (e), ce qui signifie que les plus petites capacités portantes moyennes correspondent aux plus grandes excentricités.

La Figure 7 montre les valeurs de la largeur effective (B') en fonction du (e/B) calculées à partir des résultats numériques de la présente étude, pour $\phi = 30^\circ$, en respectant le concept de la largeur effective de Meyerhof (1953), suivant l'équation suivante :

$$B'^2 = B^2 \times \frac{q_{u\text{avr}}}{q_{u(e=0)}} \tag{7}$$

Aussi, d'autres valeurs de la largeur effective calculées à partir d'autres méthodes sont présentées dans la Figure 7, telles que la méthode de (Meyerhof 1953 ; Loukidis et al. 2008 et Yamamoto et Hira 2009). Equations (4), (5) et (6) respectivement.

Les valeurs de (B') calculées en utilisant les résultats de Flac 2D coïncident parfaitement avec celles calculées en utilisant l'approche de Meyerhof (1953) et la conception proposée aussi par Loukidis et al. (2008) pour les rapports d'excentricités $e/B \leq$

0.33 qui ont présenté une variation linéaire avec e/B . Au delà de cette valeur, des écarts peuvent être constatés entre la présente étude et les autres auteurs. En effet, la variation des valeurs de (B') de Flac 2D devient non linéaire, laquelle non-linéarité signifie que la résistance au cisaillement du contact fondation-sol commence d'intervenir de façon remarquable. L'expression proposée par Meyerhof (1953) donne nécessairement une largeur effective nulle pour $e/B = 0.5$, alors que les résultats fournis par le code FLAC et présentés sur la Figure 7 montrent que pour $e/B = 0.5$, il y a toujours une certaine valeur de la largeur effective certes minime mais non nulle.

La méthode proposée par Loukidis et al. (2008) pour la largeur effective n'est valable que pour un rapport e/B inférieur ou égale à 0.33, car les valeurs de la largeur effective sont remarquablement sous estimées pour e/B compris entre 0.35 et 0.44. Ensuite, elles augmentent lorsque le rapport e/B est supérieur à 0.44.

Yamamoto et Hira (2009) ont aussi proposé une expression pour le terme de largeur effective qui a pour effet de ne pas surestimer, d'après les auteurs, la capacité portante pour les grandes excentricités. Mais l'expression proposée par Yamamoto et Hira (2009) est imprécise et n'est plus valable pour $e/B > 0.4$. La Figure 7 montre des valeurs trop sous estimées fournies à partir de la méthode proposée et des valeurs négatives pour $e/B > 0.4$. On pourrait voir que, pour construire une conception qui donne des valeurs cohérentes et appropriées de B' , il faut tenir compte de la variation non-linéaire des valeurs de B' en fonction de l'excentricité notamment pour les grandes excentricités.

Plusieurs analyses numériques ont été effectuées sur une semelle filante, rigide, soumise à une charge verticale excentrée, impliquant trois valeurs de frottement du sol ($\phi = 30^\circ, 35^\circ$ et 40°), pour chaque valeur du frottement, six valeurs $e/B = 0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4$ et 0.5 . En outre, à l'aide d'une méthode de moindres carrés, l'expression pour B' a été définie comme indiqué dans l'équation (8a, 8b). L'analyse a été effectuée en minimisant l'erreur carrée moyenne entre le modèle proposé et les données numériques.

Pour $e/B < 0.3$:

$$B' = B - 2e \tag{8a}$$

et pour $e/B > 0.3$

$$B' = B - [0.59 \times \ln(e) + 1.31] \tag{8b}$$

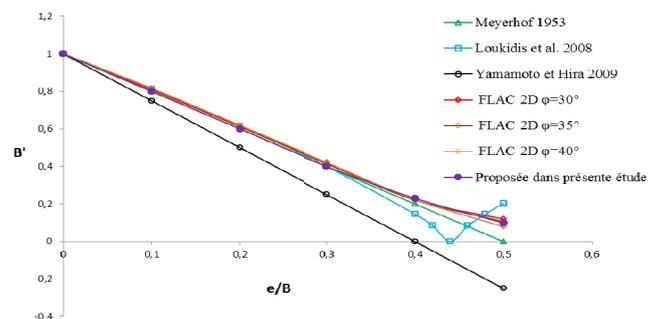


Fig. 7. La largeur effective en fonction de l'excentricité.

Cette équation analytique proposée de la largeur effective est représentée dans la Figure 7. Comme on peut le voir, l'équation proposée s'avère efficace pour le calcul de la capacité portante ultime des semelles filantes reposant sur des sols non cohérents soumises à des charges excentrées verticales, avec prise en compte de la variation non-linéaire pour les grandes excentricités. Il est à noter que dans le cas des grandes excentricités ($e > 0.3$), l'expression proposée nécessite une validation par confrontation à des mesures expérimentales ou des calculs analytiques.

5. Conclusion

L'analyse élastoplastique par différences finies (code Flac) a été utilisée pour déterminer la capacité portante et la distribution des contraintes sous une fondation filante rigide soumise à des charges verticales excentrées, la semelle est placée sur une surface libre de sable et sans aucune surcharge appliquée. Le sol est considéré comme un matériau élastique parfaitement plastique, obéissant au critère de Mohr-Coulomb. Sur la base des résultats de l'étude numérique présentée dans ce document, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

La distribution des contraintes normales de contact confirme que la diminution de la capacité portante avec l'augmentation de l'excentricité est due à la perte de contact entre la fondation et le sol au niveau du bord arrière de la fondation.

Les valeurs des capacités portantes calculées en utilisant l'équation de Meyerhof (1953), qui est exprimée en termes d'une largeur effective $B-2e$, ont tendance à sous estimer les capacités portantes notamment pour les grandes excentricités.

L'équation proposée par Loukidis et al. (2008) est à notre avis peu précise et devient non valable pour un $e/B > 0.33$.

L'équation proposée par Yamamoto et Hira (2009) est aussi à notre avis peu précise et devient non valable pour un $e/B > 0.4$.

Sur la base des résultats numériques de la présente étude, une nouvelle expression est proposée pour la largeur effective B' , qui concorde bien pour les excentricités telles que $e/(B < 0.33)$, avec les méthodes théoriques généralement utilisées et existant dans la littérature. Aussi, cette expression proposée de B' prend en compte la variation non-linéaire notamment pour les grandes excentricités.

Références

Benmebarek, S., M. Remadna, N. Benmebarek, L. Belounar (2012) Numerical evaluation of the bearing capacity factor of ring footings. *Computers and Geotechnics* 44: 132-138.

Benmebarek, S., S. Benmoussa, L. Belounar, N. Benmebarek (2012) Bearing Capacity of Shallow Foundation on Two Clay Layers by

Numerical Approach . *Geotechnical and Geological Engineering* 30(4): 907-923.

Eurocode 7 CEN (2004) Geotechnical design-Part 1 : General rules. Standard EN 1997 1. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium.

FLAC (2011) Fast Lagrangian Analysis of Continua, version 7.0. Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis.

Hansen, J.B. (1961) A general formula for bearing capacity. *Danish Geotechnical Institute, Bulletin* 11: 38-46.

Hijaj, M., A. V. Lyamin, S. W. Sloan (2005) Numerical limit analysis solutions for the bearing capacity factor N_γ . *International Journal of Solids and Structures* 42(5): 1681-1704.

Krabbenhoft, S., L. Damkilde, K. Krabbenhoft (2014) Bearing capacity of strip footings in cohesionless soil subject to eccentric and inclined loads. *International Journal of Geomechanics* 14(3): 04014003.

Loukidis, D., T. Chakraborty, R. Salgado (2008) Bearing capacity of strip footings on purely frictional soil under eccentric and inclined loads. *Canadian Geotechnical Journal* 45(6): 768-787.

Lundgren, H., K. Mortensen (1953) Determination by the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footings on sand. *Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* pp. 409-412.

Martin, C.M. (2005) Exact bearing capacity calculations using the method of characteristics. *Proc. IACMAG. Turin* 441-450.

Meyerhof, G.G. (1953) The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. In *Proceedings of the third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, Switzerland*, pp. 440-445.

Meyerhof, G.G. (1963) Some recent research on the bearing capacity of foundations. *Canadian Geotechnical Journal* 1(1): 16-26.

Michalowski, R.L., E.M. Dawson (2002) Three dimensional analysis of limit loads on Mohr-Coulomb soil. *Foundations of Civil and Environmental Engineering* 1(1): 137-147.

Prandtl, L. (1920) Über die Härte plastischer Körper. *Nachrichten von der Königlichen Gesellschaft der Wissenschaften, Göttingen, Mathematisch-physikalische Klasse* 74-85.

Potts, D.M., L. Zdravkovic (2001) *Finite element analysis in geotechnical engineering: Applications*. Thomas Telford, Ltd. London, UK.

Tang, C., K.K. Phoon, K.C. Toh (2014) Effect of footing width on N_γ and failure envelope of eccentrically and obliquely loaded strip footings on sand. *Canadian Geotechnical Journal* 52(6): 694-707.

Terzaghi, K. (1943) *Theoretical soil mechanics*. New York, Wiley.

Yamamoto, K., M. Hira (2009) Bearing capacity of rigid strip footings on frictional soils under eccentric and inclined loads. In *Geotechnical Risk and Safety : Proceedings of the 2nd International Symposium on Geotechnical Safety and Risk (IS-Gifu 2009)*, 11-12 June 2009, Gifu, Japan. Edited by Y. Honjo, T. Hara, M. Suzuki, and F. Zhang. Taylor & Francis Group, London pp.265-271.

Massih, Y.A.M.D., A.H. Soubra (2007) Numerical simulations for the bearing capacity of strip footings. *Advances in Shallow Foundations*. pp. 1-10.