

# INFLUENCE DE L'INCLINAISON DE LA CHARGE SUR LA CAPACITE PORTANTE D'UNE FONDATION AU BORD D'UNE PENTE

MESSAOUD BAAZOUZI, MEKKI MELLAS, ABDELHAK MABROUKI, DJAMEL BENMEDOUR

Laboratoire de Recherche en Génie Civil, Université de Biskra, BP145 Biskra, 07000, Algérie

## RESUME

La capacité portante d'une fondation superficielle au bord d'une pente est l'un des problèmes rencontrés en géotechnique. Le code FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua), basé sur la méthode des différences finies a été choisi pour étudier la capacité portante d'une fondation filante reposant sur un sol cohérent, et soumise à une charge inclinée centrée au bord d'une pente. La présente étude a été effectuée en faisant varier plusieurs paramètres géométriques et mécaniques. Les résultats obtenus sont présentés sous forme de surfaces ultimes dans le plan (H/H<sub>0</sub>, V/V<sub>0</sub>) ou les paramètres de chargement H (charge horizontale) et V (charge verticale) sont normalisés à leur valeur maximale. Les résultats de la présente étude permettent de mettre en évidence l'influence de l'inclinaison de la charge, la pente et la position de la fondation sur la capacité portante.

**MOTS CLES:** Capacité portante, charge inclinée, fondation filante, pente, surfaces ultimes.

## ABSTRACT

The bearing capacity of a shallow foundation near slope has always been one of the subjects of major interest in geotechnical engineering for researchers and practical engineers. This study focuses on the numerical analysis of the undrained bearing capacity for a strip footing near a slope, and subjected to a centred inclined load, using the explicit finite difference code FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua). In this study, several geometrical and mechanical parameters have been considered in order to evaluate the effect of the slope on the undrained bearing capacity. The results obtained presented in terms of normalised failure envelopes in two-dimensional loading plane (H/H<sub>0</sub>, V/V<sub>0</sub>). The results show the influence on the undrained bearing capacity of the load inclination, the slope angle and the location of the footing with respect to the slope.

**KEYWORDS:** Undrained bearing capacity, inclined load, strip foundation, slope, ultimate surfaces.

## 1 INTRODUCTION

La méthode conventionnelle de dimensionnement des fondations superficielles est basée sur le principe de la force portante ou de la capacité portante. En pratique, la capacité portante des fondations superficielles est déterminée par deux méthodes ; la première est basée sur les résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion et de l'angle de frottement (méthodes classiques, dites méthodes « c et φ ») ; la deuxième méthode à partir des résultats des essais in situ (pressiomètre Ménard et pénétromètre statique, notamment) Frank [1]. Dans la catégorie des méthodes en « cet φ », il existe une variété de méthodes développées par de nombreux auteurs pour calculer la capacité portante des fondations superficielles, en faisant des hypothèses différentes sur la rugosité de la semelle et la forme de la zone en équilibre limite.

En pratique, la capacité portante des fondations superficielles est évaluée en utilisant l'expression de

Terzaghi [2], basée sur le principe de superposition qui combine trois termes; le premier terme représente la charge limite pour un massif pesant et purement frottant, le deuxième terme représente la charge limite pour un massif frottant et cohérent, mais non pesant, le troisième terme représente la charge limite pour un massif purement frottant, non pesant, et soumis à une surcharge uniforme à côté de la fondation. Dans le cas d'une fondation filante sous charge inclinée centrée posé sur un sol purement cohérent, l'expression de Terzaghi [2] s'écrit sous la forme:

$$q_{ult} = cN_c i_c \quad (1)$$

Avec :  $q_{ult}$  = contrainte de rupture (capacité portante);  $c_u$  = cohésion du sol sous la base de la fondation;  $N_{c_i}$  = facteurs de portance ( $N_{c_i} = \pi + 2$ );  $i_c$  = coefficient d'inclinaison de la

charge.

La présente étude traite, par le code FLAC, le problème d'interaction sol cohérent-fondation superficielle filante, non encastrée, de largeur  $B=2m$ , soumise à une charge inclinée centrée et établie à une distance relative  $\lambda d$  de la crête d'une pente, caractérisée par un angle  $\beta$ . Cette étude vise l'estimation numérique de la capacité portante, ainsi que les diagrammes d'interaction 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 PROBLÈME

Pour calculer la capacité portante d'une fondation filante sous charge inclinée centrée, il existe de nombreuses formulations des coefficients correcteurs, choisis de manière empirique ou semi-empirique, les formules (2), (3) et (4) ont été proposées respectivement par Meyerhof [4], Hansen [5] et Vesic [6].

$$i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2 \quad (2)$$

$$i_c = 0.5 + 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{B \cdot c_u}} \quad (3)$$

$$i_c = 1 - \frac{2 \cdot H}{B \cdot c_u \cdot N_c} \quad (4)$$

Avec:  $\theta < 16,1^\circ$  est l'inclinaison de la charge ; H= charge horizontale ; B = largeur de fondation.

La configuration particulière d'une fondation filante établie en tête d'une pente en considérant une charge inclinée est un cas fréquemment rencontré dans la pratique. Ce problème a fait l'objet d'essais en vraie grandeur ou sur modèles réduits centrifugés ou à gravité normale. Par ailleurs, certains auteurs ont développé des méthodes théoriques pour l'évaluation de la portance d'une fondation filante au bord d'une pente. Pour le cas d'une fondation au bord d'une pente, Hansen [5] a proposé un coefficient correcteur additionnel  $g_c$ .

$$q_{ult} = cN_c(1 - i_c - g_c)$$

$$\text{Avec : } g_c = \frac{2\beta}{\pi + 2} = \frac{\beta^\circ}{147} \quad (5)$$

Avec  $\beta$  est l'angle de la pente par rapport à l'horizontale, dans le cas d'une charge verticale ( $i_c=1$ ), la solution de Hansen [5] est exacte. La capacité portante est donnée selon Vesic [6] par:

$$q_{ult} = (\pi + 2)c_u(1 - i_c - g_c) - \gamma B \sin \beta \quad (6)$$

Les solutions de Hansen [5] et Vesic [6] sont applicables uniquement pour une fondation filante établie en tête d'une pente en considérant une charge inclinée vers la pente. Pratiquement, les fondations sont établies à une distance  $\lambda B$  de la crête d'une pente. Meyerhof [3] a utilisé la méthode d'équilibre limite pour étudier deux configurations d'une semelle rugueuse par rapport à la pente. Dans le premier cas, l'auteur examine la capacité portante d'une semelle posée sur la pente ; dans le deuxième cas, la semelle est située à proximité d'une pente. Egalement, Meyerhof [3] a présenté des abaques pour déterminer les facteurs de portance pour différentes configurations géométriques, ces facteurs dépendent de l'angle de frottement interne du sol.

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 de paramètres de chargement de la fondation, c'est-à-dire, tracer la surface ultime du système. Récemment, Georgiadis [7] a étudié le problème de la capacité portante d'une fondation filante, sous charge centrée inclinée, dans un sol purement cohérent et au bord d'une pente ; les résultats, sont présentés sous la forme de surfaces ultimes dans le plan des charges verticales et horizontales (V-H). Pour tracer les diagrammes d'interaction ou les surfaces ultimes, Georgiadis [7] a proposé les expressions suivantes:

$$v = 1 - \frac{\sqrt{1 - (\zeta \cdot h)}}{2 \left(1 - \frac{2\beta}{\pi + 2}\right)} \quad (7)$$

Avec :

$$h = \cos\left(\frac{\pi}{2} + \beta\right) \quad (8)$$

$$\zeta = 1 - \beta(1 - e^{-\lambda}) \quad (9)$$

Dans la présente étude plusieurs configurations géométriques sont analysées, en considérant une pente d'angle  $\beta= 15^\circ, 30^\circ$  et  $45^\circ$ , une fondation filante de largeur  $B = 2 m$ , et une distance relative  $\lambda B= 0$ , et 1 (figure 1).

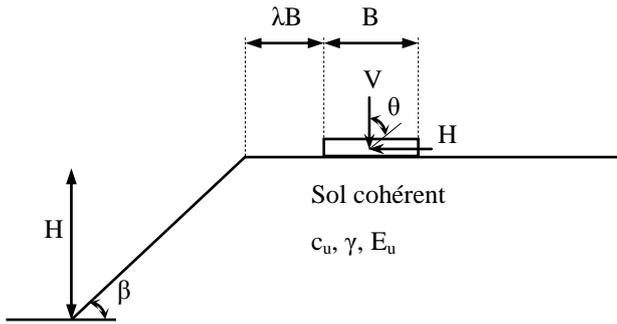


Figure 01: Géométrie du problème

### 3 PROCÉDURE DE MODÉLISATION NUMÉRIQUE

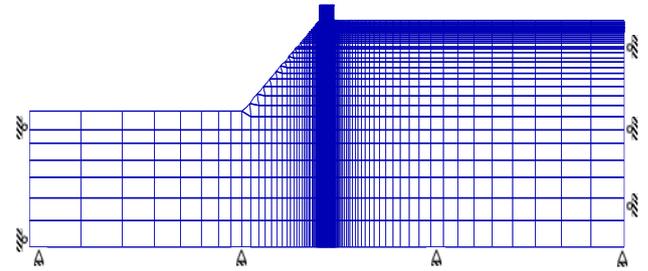
Pour calculer la capacité portante d'une semelle filante au bord d'une pente, le code FLAC [8] (Fast Lagrangian Analysis of Continua) a été choisi. Ce code intègre de nombreuses lois de comportement, adaptables à un grand nombre de matériaux, géologiques ou non. Contrairement à la plupart des codes basés sur la méthode des éléments finis, il utilise une formulation explicite en différences finies, nécessitant une faible puissance de calcul, peu de ressources mémoire. Plusieurs études ont montré que la méthode de différences finies en utilisant FLAC, donne de bons résultats par rapport à ce obtenu par l'expérimentale, Magdi [9].

Dans cette étude le comportement du sol est régi par une loi élastique parfaitement plastique et le critère de Tresca a été adopté; ce modèle est caractérisé par une cohésion non drainée  $c_u=100$  kPa, un poids volumique du sol  $\gamma=20$  kN/m<sup>3</sup>, un module d'élasticité non drainé  $E_u=30$  MPa et un coefficient de Poisson  $\nu=0,49$ . Mabrouki [9] indique que la capacité portante n'est pas influencée par les valeurs du module d'élasticité  $E$  et du coefficient de Poisson  $\nu$ ; par ailleurs, les valeurs des paramètres élastiques ( $E$ ,  $\nu$ ) influencent le tassement de la fondation.

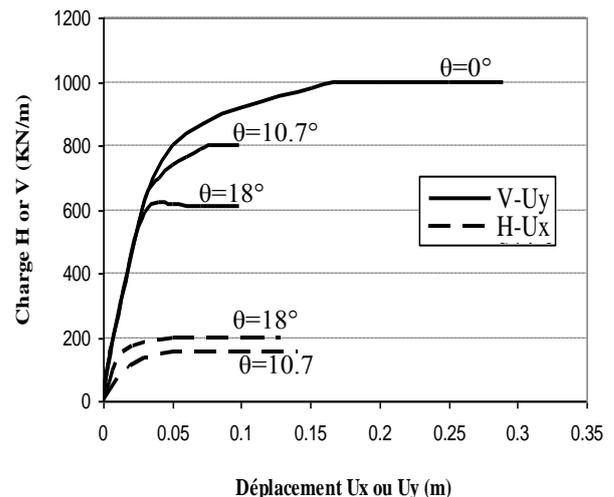
La fondation est modélisée comme un matériau élastique ( $E=25$  GPa,  $\nu=0,4$ ), et connectée au sol via des éléments d'interface; le comportement de l'interface sol-fondation est régi par le critère de Coulomb qui limite la force de cisaillement agissant à un nœud d'interface. Dans cette étude, les paramètres de l'interface sont: la cohésion  $c=c_u$ , la rigidité normale  $K_n=10^9$  Pa/m, et la rigidité de cisaillement  $K_s=10^9$  Pa/m.

Plusieurs configurations géométriques ont été analysées, avec une pente d'angle  $\beta=15^\circ, 30^\circ$  et  $45^\circ$ , une fondation filante de largeur  $B=2$  m, et une distance relative  $\lambda B=0$ , et 1. Le massif étudié ne présentant aucune symétrie géométrique, il est donc modélisé dans son intégralité. La figure 2 montre le maillage adopté dans le cas  $\beta=30^\circ$ ,  $H/B=3$  et  $\lambda B=0$ . Le maillage est raffiné au voisinage de la fondation, sous sa base, ainsi que près de la crête du talus. Les dimensions du maillage ont été définies de façon à éviter une influence sur la formation des mécanismes de

rupture dans le sol. Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant le déplacement horizontal pour les limites latérales, la base du modèle est bloquée dans les directions  $x$  et  $y$ .


 Figure 02: Maillage et conditions aux limites, cas de  $\beta=30^\circ$ ,  $H/B=3$  et  $\lambda B=0$ 

Dans la présente étude la technique de chargement « probe » est utilisée afin de tracer la surface ultime dans l'espace des paramètres de chargement. Cette technique permet de déterminer les points de l'enveloppe de rupture  $V-H$ . Tout d'abord, une contrainte verticale inférieure à qult est appliquée sur la fondation jusqu'à l'équilibre du modèle; ensuite une vitesse horizontale très faible est appliquée sur les nœuds des éléments qui discrétisent la fondation; l'accroissement progressif du déplacement horizontal de la fondation est accompagné par l'augmentation de la contrainte horizontale 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 figure 3 montre les courbes charge-déplacement, pour le cas de  $\beta=30^\circ$  et  $\lambda B=1$ .


 Figure 03: Courbe charge-déplacement pour le cas de  $\beta=30^\circ$  et  $\lambda B=1$

## 4 RÉSULTATS ET DISCUSSIONS

### 4.1 Fondation sur un sol à surface horizontale

La figure 4 montre les surfaces ultimes pour une fondation établie sur un sol à surface horizontale, dans le plan ( $H/H_0$ ,  $V/V_0$ ) où les paramètres de chargement  $H$ ,  $V$  sont normalisés par rapport à leur valeur maximale. Les résultats de la présente étude sont comparés à ceux obtenus par Hansen [5], Meyerhof [4] et Vesic [6]. On note que le calcul élasto-plastique de la présente étude, donne un facteur de portance  $N_c = 5,21$ , ce qui est en bon accord avec la solution exacte obtenue par Prandtl [11]. Egalement, et aussi peut voir que le glissement peut se produire au long de l'interface sol-fondation pour une charge horizontale critique  $H_{ult} = Bc_u$  qui est correspond la charge verticale  $V$  inférieure à une charge critique d'environ  $0,55V_0$ .

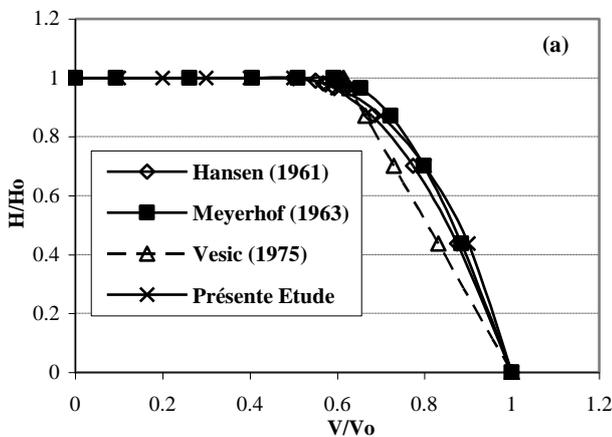


Figure 04 : Comparaison des surfaces ultimes d'une fondation établie sur un sol à surface horizontale

### 4.2 Influence de la pente

La figure 5 montre les enveloppes de rupture dans le plan ( $H/H_0$ ,  $V/V_0$ ), pour une fondation établie à proximité d'une pente. Les résultats de la présente étude sont en bon accord avec la solution de Hansen [5]. Par ailleurs, les résultats de Vesic [6] sous-estiment les charges normalisées pour les faibles valeurs de  $H$ , et surestiment les charges pour les grandes valeurs de  $H$ .

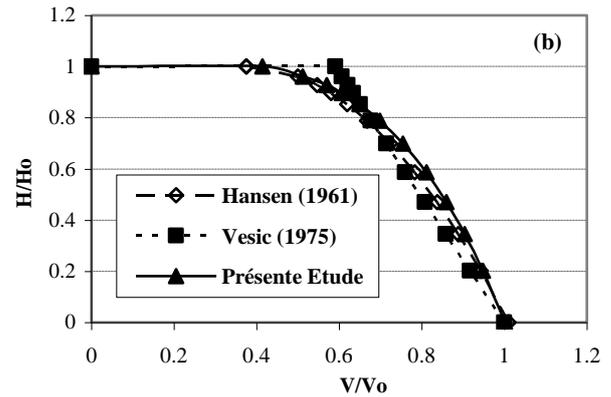
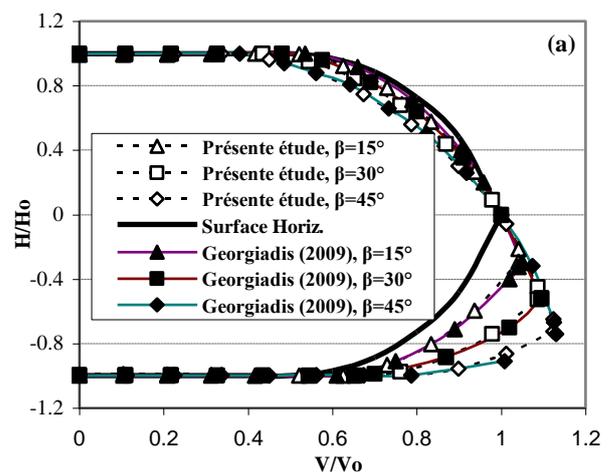


Figure 05 : Comparaison des surfaces ultimes d'une fondation établie à proximité d'une pente cas de  $\beta=30^\circ$  et  $\lambda B=0$

La figure 6 (a) et (b) montre les surfaces de rupture normalisée, obtenues par la présente étude et Georgiadis [6], pour  $\beta = 15^\circ, 30^\circ$  et  $45^\circ$  et  $\lambda B = 0$  et 1. Il est intéressant de noter que, la surface de rupture est symétrique dans le cas d'une fondation établie sur un sol à surface horizontale, cette symétrie est disparue avec l'augmentation de l'inclinaison de la pente. Les résultats de cette étude montrent que, la taille de la surface ultime normalisée diminue avec l'accroissement de la pente, dans le cas d'une fondation sous charge inclinée vers l'extérieur de la pente. Par ailleurs, la surface ultime normalisée augmente, dans le cas d'une fondation sous charge inclinée vers l'intérieur de la pente. Egalement, les résultats numériques de la présente étude sont en bon accord avec ceux obtenus par l'équation de Georgiadis [7].



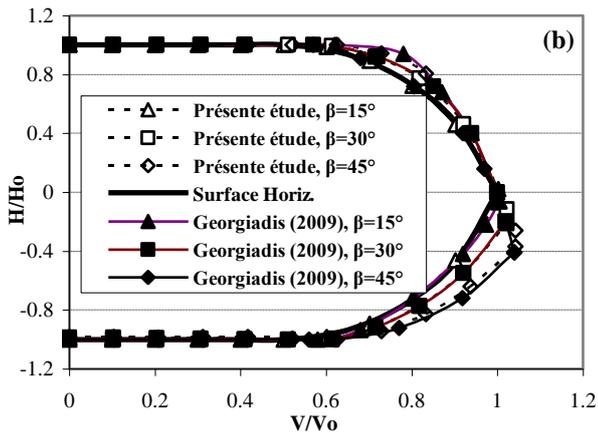


Figure 06 : Influence de l'angle  $\beta$  sur les surfaces ultimes normalisées: (a)  $\lambda B=0$ , (b)  $\lambda B=1$

Les diagrammes présentés dans cette étude constituent un ensemble de résultats qui permet la détermination de la capacité portante d'une fondation filante sur un sol cohérent au bord d'une pente sous charge inclinée. L'intérêt des résultats obtenus est de les utiliser pour effectuer la conception des fondations superficielles au bord d'une pente. Les résultats de la présente étude confirment que le mécanisme du glissement horizontal est gouverné par la cohésion de l'interface, qui est considérée, dans notre étude, égale à la cohésion du sol. La force horizontale maximale adimensionnelle, supportée par le système de fondation est égale à 1. Les diagrammes mettent en évidence une variation de la forme de la surface ultime, en fonction de la pente et la distance relative  $\lambda B$  dans le plan ( $H/H_o$ ,  $V/V_o$ ), similaire à celle présentée par Georgiadis [7].

## 5 CONCLUSION

Dans cette étude ont été déterminés par le code FLAC les charges limites, ainsi que les surfaces ultimes de rupture, pour une fondation filante établie au voisinage d'une pente, afin de les comparer à celles obtenues par les méthodes et les expressions proposées dans la littérature. Les calculs numériques présentés dans cette étude ont permis de confirmer les résultats de Georgiadis [7]. La poursuite de

cette recherche comporte, notamment, l'étude de l'influence de l'inclinaison de la charge sur la capacité portante d'une fondation au bord d'une pente, en considérant un sol frottant, les premiers calculs ont été déjà exécutés.

## REFERENCES

- [1] Frank, R. Calcul des fondations superficielles et profondes. Techniques de l'Ingénieur, Presses de l'ENPC, 1999.
- [2] Terzaghi K., Theoretical soil mechanics, New York, Wiley, 1943.
- [3] Meyerhof G. G., The ultimate bearing capacity of foundations on slopes. Proc. 4th Int. Conf. on soil Mech and Found. Eng, vol. 1, 1957, p.384-386.
- [4] Meyerhof G. G., Some recent research on the bearing capacity of foundations. Can Geotech J; vol. 1, n° 1, 1963, p. 16-26.
- [5] Hansen J. B., A general formula for bearing capacity. Dan Geotech Inst, vol. 11, 1961, p. 38-46.
- [6] Vesic AS. Bearing capacity of shallow foundations. In: Winterkorn HF, Fang HY, editors. Foundation engineering handbook. Van Nostrand Reinhold, 1975.
- [7] Georgiadis K., The influence of load inclination on the Undrained bearing capacity of strip footings on slopes. Comput. Geotech. Vol. 37, n° 3, 2009, p. 311-322.
- [8] FLAC – Fast Lagrangian Analysis of Continua, version 5.0. ITASCA Consulting Group, Inc., Minneapolis, 2005.
- [9] Magdi M. El-Eman. Mousa F. Alton., Zahid H.Khan., Numerical prediction of plan strain properties of sandy soil from direct shear test. International journal of geotechnical engineering IJGE. vol. 6, n°1, 2012, p. 79-90.
- [10] Mabrouki, A., Benmeddour, D., Frank, R., Mellas, M. Numerical study of the bearing capacity for two interfering strip footings on sands. Comput. Geotech. Vol. 37, n° 4, 2010, p. 431-439.
- [11] Prandtl L. Über die Härte plastischer Körper. Nachrichten von der Königlichen Gesellschaft der Wissenschaften, Göttingen, Math.-phys. Klasse; 1920. p. 74-85.