

Etude en petites déformations de l'interaction entre une fondation superficielle et une conduite enterrée

Olivier Thépot, Roger Frank

► **To cite this version:**

Olivier Thépot, Roger Frank. Etude en petites déformations de l'interaction entre une fondation superficielle et une conduite enterrée. 16ème Congrès International de Mécanique des Sols et de Géotechnique, Sep 2005, Osaka, Japon. pp.989-992, 10.3233/978-1-61499-656-9-989 . hal-01369032

HAL Id: hal-01369032

<https://hal-enpc.archives-ouvertes.fr/hal-01369032>

Submitted on 14 May 2018

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Etude en petites déformations de l'interaction entre une fondation superficielle et une conduite enterrée

Study in small deformation of the interaction between a shallow foundation and a buried pipe

Olivier Thépot

SAGEP, Arcueil, France

Roger Frank

CERMES (ENPC-LCPC), Marne-la-Vallée, France

RÉSUMÉ

Cette communication présente la modélisation par la méthode des éléments finis de l'interaction entre une fondation superficielle et une conduite enterrée. On compare une loi élastoplastique (critère de Mohr-Coulomb) à partie élastique linéaire avec une loi élastoplastique à élasticité non linéaire. On montre que la loi élastoplastique à élasticité linéaire ne permet pas de représenter correctement à la fois le comportement de la fondation et celui de la conduite. En effet, le choix d'un module adapté à la prévision du tassement de la fondation entraîne une sous-estimation importante de la raideur du sol autour de la conduite et, par conséquent, une sur-estimation des contraintes dans la conduite. En revanche, la loi élastoplastique à élasticité non linéaire permet de représenter simultanément la raideur élevée du sol autour de la conduite et la diminution significative de raideur du sol directement sous la fondation. Le recours à l'élasticité non linéaire est donc intéressant dès lors qu'il est possible de déterminer la variation du module avec la déformation et si le chargement est monotone.

ABSTRACT

This paper presents the finite element modelling of the interaction between a shallow foundation and a buried pipe. An elastoplastic model with a linear elastic part and Mohr-Coulomb criterion is compared to an elastoplastic model with a non-linear elastic part and the same criterion. It is shown that the elastoplastic model with linear elasticity does not allow to represent properly the behaviour of both the foundation and the pipe. Indeed, the choice of a modulus adapted to the prediction of the settlement of the foundation leads to an important underestimation of the stiffness of the soil around the pipe and, consequently, to an overestimation of the stresses in the pipe. On the contrary, the elastoplastic model with non linear elasticity is capable of representing both the high stiffness around the pipe and the significant decrease in stiffness directly below the foundation. The use of non-linear elasticity is thus interesting, provided it is possible to determine the variation of the modulus with strain and if the loading is monotonous.

1 INTRODUCTION

La forte densité d'occupation du sous-sol urbain oblige à prendre en compte les interactions multiples entre ouvrages et, notamment, avec les réseaux existants. Les collecteurs d'assainissement, qui forment la trame la plus ancienne et encore la plus importante des réseaux enterrés, représentent un patrimoine économique considérable (plus de 30 000 km d'ouvrages visitables en France) dont le coût d'entretien, de réhabilitation ou de renouvellement est en constante progression. Ces ouvrages, qui datent parfois du 19^{ème} siècle, présentent une grande diversité de matériaux (maçonnerie, le plus souvent) et de formes, et sont généralement faiblement enterrés. Situés dans des sous-sols urbains de plus en plus encombrés, les collecteurs sont soumis aux sollicitations agressives du trafic, qui a largement augmenté depuis le début du 20^{ème} siècle, et doivent subir les changements de leurs environnements proches : construction d'un parking ou élargissement d'une plate-forme ferroviaire, par exemple. La faible résistance de la maçonnerie, notamment en traction, restreint les capacités d'adaptation de ces ouvrages dont la stabilité repose largement sur l'interaction avec le sol encaissant (Thépot, 2004).

Le projet de construction d'un ouvrage d'une certaine importance en milieu urbain est obligatoirement précédé d'une étude d'impact sur les ouvrages existants, pouvant déboucher sur des modifications notables du projet, éventuellement accompagnées de renforcement du ou des ouvrages concernés qui peut aller jusqu'au remplacement. Ces adaptations et les renforcements éventuels ont, bien entendu, un coût que les gestionnaires de réseaux n'hésitent pas à faire supporter au maître d'ouvrage du projet.

Il n'est donc plus rare que des études « poussées », utilisant des méthodes de modélisation comme la technique des éléments

finis, soient réalisées pour estimer l'impact d'un projet sur un grand collecteur. Ces études sont généralement demandées par les gestionnaires de réseaux, dont les niveaux d'exigences sont très élevés eu égard à la fonction « stratégique » de ces ouvrages, qui doivent fonctionner en permanence et rester étanches.

La méthode des éléments finis, de par sa capacité à prendre en compte les géométries les plus complexes et les différentes lois de comportement des matériaux et des interfaces, est un outil bien adapté à la modélisation des interactions multiples (Frank, 1991). Les modèles de comportement des massifs couramment utilisés dans les modèles d'éléments finis utilisent des lois élastoplastiques, dont la partie élastique est généralement linéarisée. Comme on s'intéresse au comportement en service des ouvrages, les zones plastiques sont d'étendues limitées et la plus grande partie du sol reste dans le domaine élastique. Jardine et al. (1986) ont montré que, dans de nombreux cas, les déformations de la plus grande partie du sol restent inférieures à 0,1%. Le choix du module élastique du sol a donc une grande importance pour la prévision des déplacements ; cependant, la raideur des sols décroissant très rapidement avec la déformation, pratiquement d'un ordre de grandeur quant la déformation varie de 0,01% à 1%, la détermination du module d'Young est délicate et le résultat de cette détermination est difficile à justifier.

D'autre part, les modules obtenus avec les essais habituels de mécanique des sols (pressiomètre, œdomètre ou triaxial) correspondent à des déformations de quelques pour-cents, à l'exception notable des essais de propagation d'ondes. On ne peut donc pas les « introduire » directement dans un modèle aux éléments finis, mais on ne sait pas pour autant justifier théoriquement les corrections que l'on applique à ces modules.

Le recours à une loi élastoplastique avec élasticité non linéaire, est une alternative intéressante qui améliore sensible-

ment la modélisation des sols dans le domaine des charges de service par rapport à une loi élastoplastique à élasticité linéaire (Burland, 1989). On présente, dans cette communication, une application d'un modèle élastoplastique à élasticité non linéaire à un problème d'interaction entre une fondation superficielle (semelle souple) et un collecteur enterré.

2 CARACTÉRISTIQUES DU MODÈLE ÉLASTOPLASTIQUE À ÉLASTICITE NON LINÉAIRE

Parmi les nombreux modèles proposés dans la littérature, on a choisi celui de Fahey et Carter (1993) qui combine le critère de Mohr-Coulomb avec une loi élastique non linéaire isotrope. Ce modèle a été introduit dans une version avancée du logiciel CESAR-LCPC. L'élasticité non linéaire est complètement déterminée par les expressions suivantes du module de cisaillement tangent G_t et du coefficient de Poisson tangent ν_t :

$$\frac{G_t}{G_0} = \frac{\left[1 - f \left(\frac{\tau}{\tau_{\max}}\right)^g\right]^2}{\left[1 - f(1-g) \left(\frac{\tau}{\tau_{\max}}\right)^g\right]} \quad (1)$$

$$\nu_t = \frac{(1 + \nu_0) - \frac{G_t}{G_0}(1 - 2\nu_0)}{2(1 + \nu_0) + \frac{G_t}{G_0}(1 - 2\nu_0)} \quad (2)$$

où $\tau = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ et $\tau_{\max} = 3(p' \sin \phi' + c' \cos \phi') / (3 - \sin \phi')$;
 f et g sont des paramètres empiriques ($f \leq 1$) ;
 ν_0 est le coefficient de Poisson initial ;
 G_0 est le module de cisaillement maximum (déformations inférieures à 10^{-5}) qui est donné par l'expression suivante :

$$\frac{G_0}{p_0} = C \sqrt{1 + \frac{p'}{p_0}} \quad (3)$$

où p' est la contrainte moyenne effective, p_0 et C sont des paramètres empiriques.

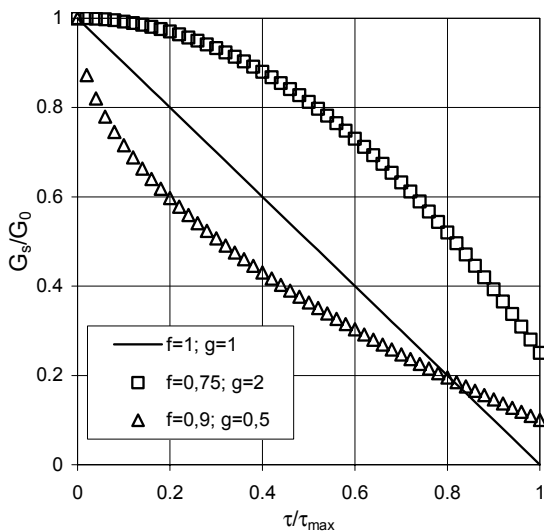


Figure 1. Evolution du module de cisaillement réduit G_s/G_0 en fonction du cisaillement réduit τ/τ_{\max} .

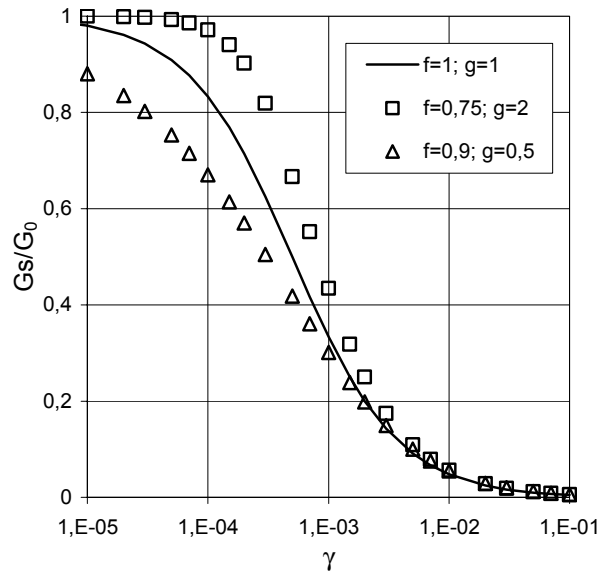


Figure 2. Courbes de dégradation du module de cisaillement en fonction de la déformation de cisaillement.

Le module de cisaillement sécant G_s est donné par :

$$\frac{G_s}{G_0} = \left[1 - f \left(\frac{\tau}{\tau_{\max}}\right)^g\right] \quad (4)$$

La figure 1 représente l'expression (4) et donne une indication sur les formes de courbes possibles en fonction des valeurs de f et de g . Lorsque $f = g = 1$, on retrouve la loi hyperbolique dont la représentation est une droite et qui a été popularisée par Hardin et Drnevich (1972). Les valeurs de f inférieures à 1 permettent d'obtenir un module non nul lorsque la contrainte de cisaillement atteint la valeur maximum. Les valeurs de g supérieures à 1 donnent des courbes qui décroissent moins rapidement au début que la droite hyperbolique et inversement pour les valeurs de g inférieures à 1.

La figure 2 représente l'évolution du rapport G_s/G_0 en fonction de la déformation de cisaillement γ et pour les mêmes valeurs de f et g . Cette courbe est habituellement appelée courbe en « S ». Dans le cas de la loi hyperbolique ($f=g=1$), le rapport G_s/G_0 peut s'exprimer explicitement en fonction de la déformation de cisaillement :

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (5)$$

avec : $\gamma_r = \tau_{\max}/G_0$.

La partie « plastique » du modèle de Fahey-Carter est identique au critère de Mohr-Coulomb avec un potentiel plastique non associé. Le modèle comporte au total 8 paramètres, 3 paramètres plastiques (c', ϕ', ψ) et 5 paramètres élastiques (ν_0, C, p_0, f, g), soit 3 de plus qu'une loi élastoplastique classique. La partie élastique non linéaire ne dérive pas d'un potentiel, ce qui peut conduire à une violation du principe de conservation de l'énergie sur un chemin fermé ; on ne peut donc utiliser le modèle de Fahey-Carter que sur un trajet de chargement monotone.

3 MODULE DU SOL AUX TRÈS PETITES DÉFORMATIONS

Le module d'Young E_0 aux très petites déformations ($\epsilon < 10^{-5}$) dépend essentiellement de la contrainte moyenne et de l'indice

des vides. Hicher (1994) a proposé la corrélation suivante à partir de résultats obtenus à l'appareil triaxial de précision:

$$\frac{E_0}{\sqrt{p'}} = \frac{A}{e} \quad (6)$$

où E_0 et p' s'expriment en MPa, e est l'indice des vides et $A = 450$ pour les agrégats avec une limite de liquidité inférieure à 50%.

En identifiant les relations (3) et (6), et si on suppose $p' \gg p_0$, on obtient la relation suivante :

$$C\sqrt{p_0} = \frac{A}{2e(1+\nu_0)} \quad (7)$$

La variation du module E_0 avec la contrainte moyenne p' se traduit dans un champ de contraintes géostatiques par une augmentation du module avec la profondeur.

4 DESCRIPTION DU MODÈLE AUX ÉLÉMENTS FINIS

On considère un collecteur circulaire en maçonnerie de 2 m de diamètre extérieur et 20 cm d'épaisseur, enterré sous une hauteur de sol de 4 m, soit deux fois le diamètre extérieur. On projette la construction d'une fondation superficielle filante, de largeur 1 m, située à l'aplomb du collecteur et parallèle à son axe longitudinal. On cherche à évaluer l'accroissement de contrainte dans le collecteur apporté par la fondation pour décider d'un éventuel renforcement.

Le matériau du collecteur est, par exemple, une maçonnerie de meulières dont le module homogénéisé a été évalué à 3000 MPa. Le matériau du collecteur est modélisé en élasticité linéaire isotrope, avec les caractéristiques suivantes : module d'Young $E = 3000$ MPa et coefficient de Poisson $\nu = 0,2$.

Le sol est homogène et isotrope. Le champ de contraintes initiales dans le sol est supposé géostatique et caractérisé par un poids volumique de 18 kN/m^3 et un coefficient de poussée des terres au repos $K_0 = 1,0$. On étudie une loi élastoplastique avec élasticité non linéaire (loi de Fahey-Carter) et une loi élastoplastique avec élasticité linéaire. Les caractéristiques plastiques des deux modèles sont identiques (critère de Mohr-Coulomb), le potentiel plastique est non associé. Les valeurs suivantes ont été retenues : cohésion $c' = 0,01$ MPa ; angle de frottement interne $\phi' = 30$ degrés ; angle de dilatance $\psi = 10$ degrés.

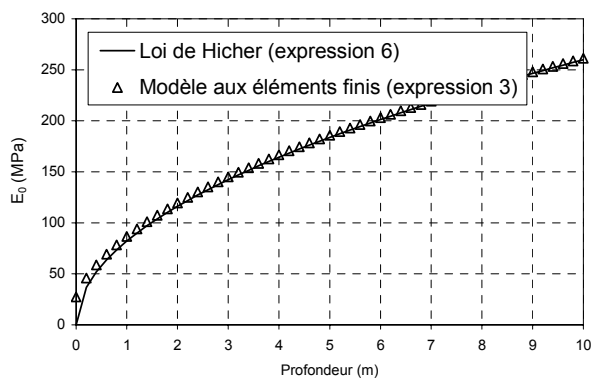


Figure 3. Variation du module initial maximum E_0 avec la profondeur.

En ce qui concerne l'élasticité non linéaire, on a retenu les valeurs suivantes : $f = 0,95$; $g = 1,0$; $C = 5150$; $p_0 = 2 \text{ kPa}$; $\nu_0 = 0,33$. Les valeurs de C et p_0 ont été ajustées en utilisant la relation (7) et un indice des vides égal à 0,6. La figure 3 représente la variation du module initial maximum E_0 avec la profondeur, calculée avec l'expression (3) et comparée avec la relation de Hicher (expression 6).

Le module d'Young de la loi élastique linéaire est égal à 60 MPa et le coefficient de Poisson est égal à 0,33. La valeur du module a été déterminée de manière à obtenir, avec les deux modèles, le même tassement sous la fondation filante à 70% de la pression critique.

Le chargement est constitué d'une pression uniforme croissante appliquée sur une largeur de 1 m à la surface du massif (il s'agit donc d'une fondation souple). La bande chargée est axée sur la conduite. Le modèle est traité en déformation plane et les symétries mécaniques et géométriques permettent de ne modéliser que la moitié du problème physique. La figure 4 représente le maillage utilisé qui comprend 1538 nœuds, 72 quadrilatères à 8 nœuds pour l'anneau et 623 triangles à 6 nœuds pour le sol. Les limites du maillage ont été définies à une distance égale à 5 fois le diamètre externe de la conduite. Les déplacements verticaux du bord inférieur sont imposés à zéro, ainsi que les déplacements horizontaux des bords verticaux.

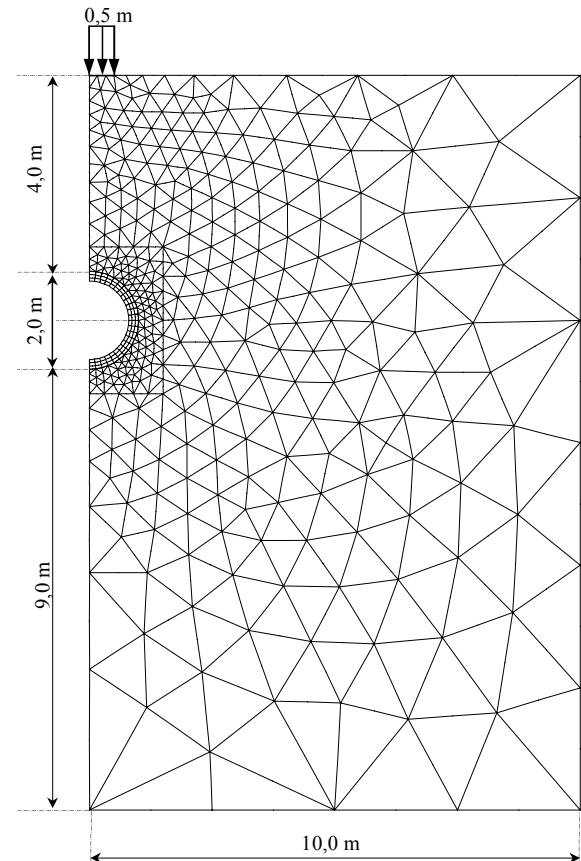


Figure 4. Dessin du maillage – logiciel CESAR-LCPC.

5 RÉSULTATS DES CALCULS

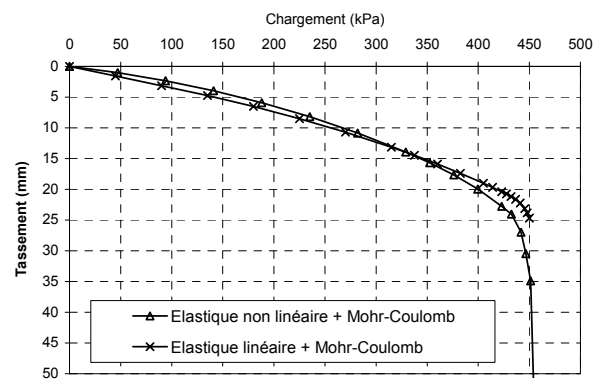


Figure 5. Tassement de la fondation pour les deux modèles.

La figure 5 représente, pour les deux modèles, le tassement de la fondation avec la pression appliquée. Les courbes se superposent, ce qui est dû au choix du module d'Young de la loi élastique linéaire (60 MPa), et elles divergent à l'approche d'une pression de l'ordre de 450 kPa. La courbe du modèle avec la loi élastique linéaire est toutefois légèrement plus raide.

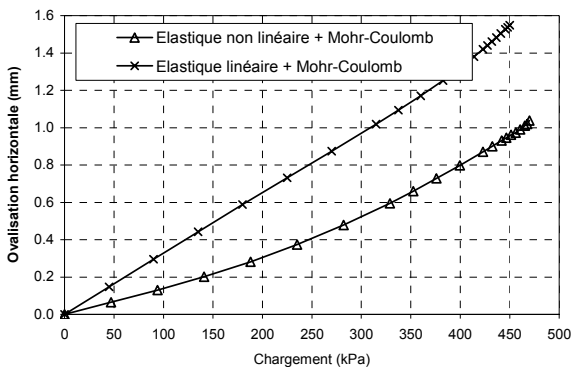


Figure 6. Evolution de l'ovalisation du collecteur en fonction de la pression appliquée sous la fondation.

La figure 6 représente, pour les deux modèles, l'évolution de l'ovalisation horizontale (allongement du diamètre horizontal) du collecteur en fonction de la pression appliquée en surface. On constate, pour la plage de pression inférieure à 50% de la pression de rupture du sol, que l'ovalisation calculée avec la loi élastique non linéaire est pratiquement deux fois plus faible que celle calculée avec la loi linéaire. Cette différence est évidemment due à l'interaction sol - conduite qui profite de la raideur plus élevée du massif aux petites déformations.

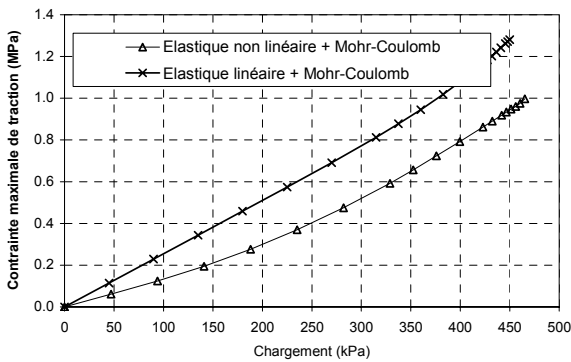


Figure 7. Evolution de la contrainte maximale de traction dans le collecteur en fonction de la pression appliquée sous la fondation.

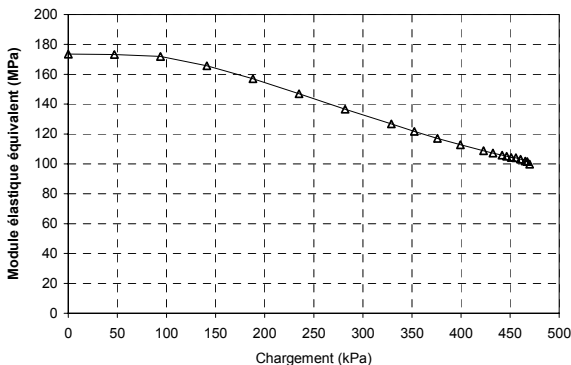


Figure 8. Module élastique équivalent en fonction de la pression appliquée sous la fondation.

La figure 7 représente l'évolution de la contrainte maximale de traction (située en clé à l'intrados) du collecteur, en fonction de la pression appliquée en surface. Pour la même plage de pression (de 0 à 50% de la pression de rupture), le rapport entre le résultat élastique non linéaire et linéaire est supérieur à 1,5.

On peut calculer le module élastique linéaire équivalent qui donnerait la même ovalisation que le modèle de Fahey-Carter en fonction de la pression appliquée en surface. La figure 8 représente ce module équivalent ; on constate qu'il décroît avec la pression appliquée en surface. La valeur initiale de ce module est égale à 173 MPa ; à 50% de la pression critique, il vaut encore 145 MPa et au point de rupture du sol il est égal à 100 MPa, soit presque 60% du module maximum. Ces valeurs sont deux à trois fois supérieures à la valeur du module élastique linéaire (60 MPa) qui permet de retrouver le tassement de la fondation calculé avec le modèle de Fahey-Carter.

6 CONCLUSIONS

L'interaction entre une fondation et une conduite enterrée est un problème complexe pour lequel la méthode des éléments finis est bien adaptée. Toutefois, les lois élastoplastiques à élasticité linéaire habituellement utilisées ne permettent pas de modéliser la variation rapide de la raideur du sol avec la déformation. On montre, sur un exemple simple, que le choix d'un module de sol adapté à la simulation du tassement de la fondation conduit à sous-estimer la raideur du sol autour de la conduite et, par conséquent, à sur-estimer les déformations et contraintes dans la conduite.

L'utilisation d'une loi élastoplastique avec élasticité non linéaire permet d'éviter cet écueil, dès lors qu'il est possible de déterminer la variation du module avec la déformation et si le chargement est monotone.

RÉFÉRENCES

- Burland, J. B. 1989. Small is beautiful - the stiffness of soils at small strains. *Canadian Geotechnical Journal*, 26, 499-516.
- Coquillay, S., Bourgeois E. and Mestat, P. 2003. A non-linear elastic-plastic model for the analysis of the experimental shallow foundations of the site of Labenne. *Proceedings of the International symposium on shallow foundations FONDSUP 2003*, Paris.
- Fahey, M. and Carter, J. 1993. A finite element study of the pressuremeter test in sand using a nonlinear elastic plastic model. *Canadian Geotechnical Journal*, 30, 348-362.
- Frank, R. 1991. Quelques développements récents sur le comportement des fondations superficielles. *Rapport général, Session 3, Comptes rendus 10^{ème} Congrès Européen de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations*, Florence, AA Balkema, 3, 1003-1030.
- Hardin, B. O. and Drnevich, V.E. 1972. Shear modulus and damping in soil : design equation and curves. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 98, SM7, 667-691.
- Hicher, P.Y. 1994. Elastic properties of soils. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 122, 8, 641-648.
- Jardine, R. J., Potts, D. M., Fourie, A. B. and Burland, J. B. 1986. Studies of the influence of non linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction. *Géotechnique*, 36, 3, 377-396.
- Thépot, O. 2004. *Prise en compte des caractéristiques en petites déformations des sols dans l'étude du comportement des collecteurs enterrés*. Thèse de Doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.