

# INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



*This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:*

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

*This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.*

# Analyse Non-Linéaire des Buses Métalliques Enterrées

## Non-Linear Analysis of Buried Culverts

P. HABIB  
M.P. LUONG  
B. LORET

Laboratoire de Mécanique des Solides, Ecole Polytechnique, Palaiseau, France

**RÉSUMÉ** L'interaction sol-buse est ici analysée numériquement dans le cas d'un sol obéissant à une loi de comportement élastoplastique avec écrouissage isotrope déduite des résultats expérimentaux obtenus à l'appareil triaxial classique en suivant des trajets de chargement particuliers en condition drainée.

### INTRODUCTION

Le comportement des buses métalliques enterrées dans des remblais dépend de la déformabilité relative des différentes parties du système buse-sol environnant et de l'importance du remblai de charge. Cette interaction sol-structure est ici étudiée numériquement dans le cas d'une structure élastique et d'un sol obéissant à des lois de comportement élastoplastique avec écrouissage isotrope suggérées par de nombreux résultats expérimentaux (Tatsuoka, 1972, Luong, 1980, Luong-Sidaner, 1981) obtenus à l'appareil triaxial classique en suivant des trajets de chargement particuliers en condition drainée.

### COUPLAGE SOL-STRUCTURE

Pour l'étude numérique, le système sol-structure est discrétisé en éléments finis simples. La rigidité globale  $R$  de l'ensemble résulte respectivement de la raideur  $R_s$  du sol, de la rigidité  $R_b$  de la structure et du couplage sol-structure traduisant l'interaction  $R_i$  :

$$R = R_s + R_b + R_i$$

La structure est supposée présenter un comportement élastique linéaire : le terme  $R_b$  est donc constant. Elle peut être discrétisée de deux manières, soit par des éléments finis de type poutre, soit par les éléments plans utilisés pour le sol. Dans le premier cas, la rigidité est donnée par les deux produits  $EI$  et  $EA$  où  $E$  représente le module d'Young de la structure,  $I$  et  $A$  étant respectivement son moment d'inertie et l'aire de sa section linéaire.

Le contact sol-structure a été modélisé de deux façons extrêmes :

- i - l'interface considérée comme parfaitement lisse,
- ii- ou parfaitement rugueuse.

En supposant qu'il n'y a pas décollement du sol sur la paroi de la structure, le déplacement relatif de deux points de l'interface -l'un ap-

partenant au sol, l'autre à la structure -est donc toujours tangent à la structure. Le comportement de l'interface intervient dans la rigidité globale par le terme  $R_i$ .

L'élément fini utilisé dans la discrétisation du sol est un quadrilatère constitué de quatre triangles dont le noeud central est éliminé par condensation statique ; les déplacements sont des fonctions linéaires.

### COMPOTEMENT MODÉLISÉ DU SOL

L'adaptation au calcul en éléments finis de la théorie de la plasticité avec écrouissage en déformations dans le cadre du concept de l'état critique de Cambridge a été effectué par Zienkiewicz-Naylor (1971), qui ont pu reproduire les principales caractéristiques du comportement du sol soumis à des trajets de chargement monotones drainés ou non drainés. De nombreuses modifications du modèle initial ont été formulées en particulier pour remédier à des déficiences dans le cas des chargements cycliques.

La plasticité incrémentale avec écrouissage en travail a permis à Lade-Duncan (1975) et Lade (1978) de proposer un modèle de comportement du sable soumis à des chargements tridimensionnels monotones : l'étude de deux types de trajets de charge particuliers (chemins triaxiaux conventionnels, compression isotrope) les a amenés à considérer deux surfaces de charge : l'une approximant les six positions de plan définies par le critère de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales  $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ , la seconde fermant la première. Le potentiel plastique est non associé : les variations de volume plastique dues au premier potentiel correspondent à une dilatance du matériau, celles du second potentiel à une contractance.

Le modèle présenté ici considère également deux familles de chargements particuliers : les chargements radiaux dans lesquels le niveau déviatorique des contraintes  $n = q/p'$  reste constant, et d'autre part les trajets où la pression moyenne  $p'$  est maintenue constante. Le seuil caracté-

ristique  $\eta_c$  (Luong, 1980) sépare le domaine contractant du domaine dilatant dans le diagramme  $p' - q$ .

Le sable est considéré comme un matériau élastoplastique à écoulement isotrope en travail. La partie élastique des déformations est définie par un état d'adaptation lors des essais cycliques. Le modèle rend compte correctement des variations de volume irréversibles (dilatance et contractance) sur les deux types de chemin considérés.

Une application numérique dans des cas réels en déformation plane est proposée par la méthode des éléments finis. On étudie les efforts induits dans une buse métallique isolée ou jumelée enterrée sous une couche de sable dont on fait varier les caractéristiques mécaniques.

**LOI DE COMPORTEMENT**

Pour un trajet de chargement quelconque dans l'espace des contraintes, l'incrément de déformation totale sera la somme de trois termes :

$$\delta \epsilon = \delta \epsilon^e + \delta \epsilon^p_\eta + \delta \epsilon^p_{p'}$$

correspondant respectivement aux incréments de déformation élastique, plastique de consolidation ( $\eta = cte$ ) et plastique de distorsion ( $p' = cte$ ).

Le module de déformation élastique volumique est déterminé lors de décharges radiales : la relation incrément de contrainte-incrément de déformation est quasiment indépendante du nombre de cycles et de l'inclinaison des contraintes. Le module volumique  $K$  peut être alors relié à la contrainte moyenne  $p'$  ainsi qu'à l'indice des vides initial  $e_i$  :

$$K = K_u p_a \left( \frac{p'}{p_a} \right)^\eta$$

$$K_u = K_u^0 \exp [\Psi (e_{max} - e_i)]$$

où  $p_a$  est la pression atmosphérique,  $e_{max}$  l'indice des vides maximum du sable considéré. Boutwell (1968) utilisait une formule semblable pour relier le module d'Young à l'indice des vides. Les déformations déviatoriques réversibles sont très faibles sur trajets radiaux, mais non sur trajets de distorsion.

Dans l'application en éléments finis, le comportement élastique a été représenté par des coefficients élastiques constants.

Dans le cas de l'élastoplasticité avec écoulement, il existe une relation unique entre le travail plastique  $w^p$  et la fonction de charge  $f = p'$ . Cette relation s'écrit respectivement pour les trajets de consolidation et de cisaillement :

$$w^p = w^0 \left( \frac{p'}{p_a} \right)^\xi, \quad s = \frac{a \eta_f \eta}{\eta_f - \eta}$$

où  $S$  est le travail plastique normalisé défini par la relation  $dS = dw^p / p'$ .

Les termes  $w^0$  et  $a$  dépendent respectivement du

rapport  $\eta$  et de la pression moyenne  $p'$ . Les coefficients  $\xi$  et  $\eta_f$  sont déterminés expérimentalement.

Les potentiels plastiques sont non associés : ils sont déterminés à l'aide du diagramme  $\bar{d} - \eta$  (fig. 1) où  $\bar{d}$  est défini par le rapport :

$$\bar{d} = \frac{d \epsilon^p_v}{d \epsilon^p_q} = \bar{d}(\eta)$$

où  $d \epsilon^p_v$  et  $d \epsilon^p_q$  représentent les incréments de déformation volumique et déviatorique de distorsion.

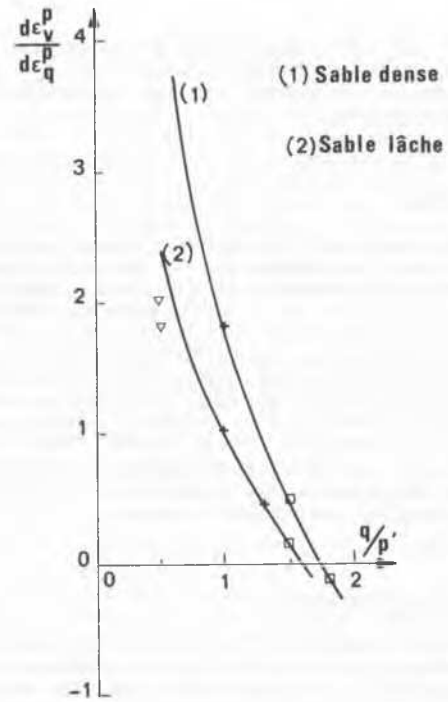


Fig. 1 : Détermination du potentiel de consolidation.

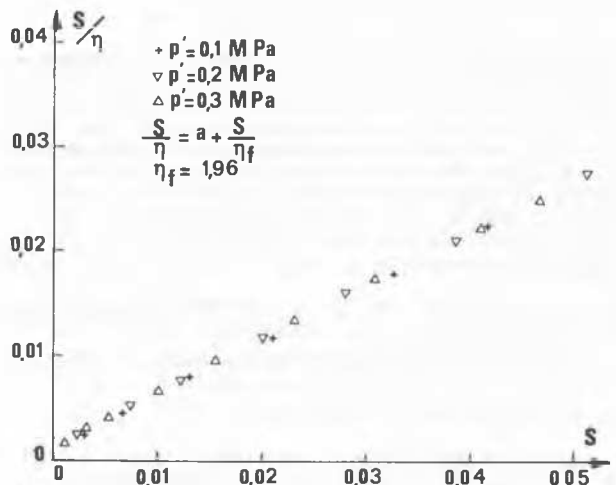


Fig. 2 : Relation entre  $S$  et  $\eta$ .

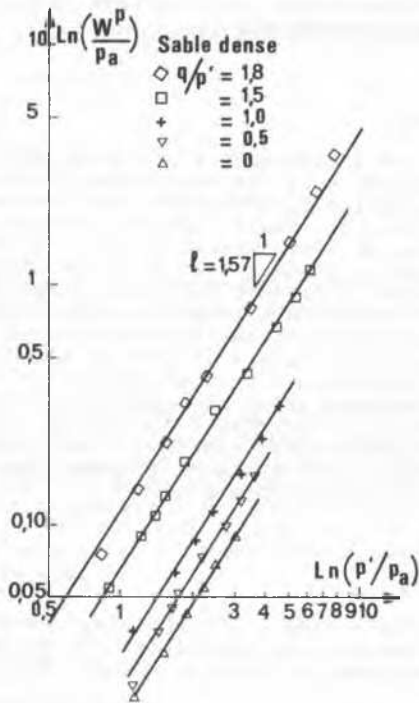


Fig. 3 : Relation travail plastique-contrainte moyenne sur chemins radiaux.

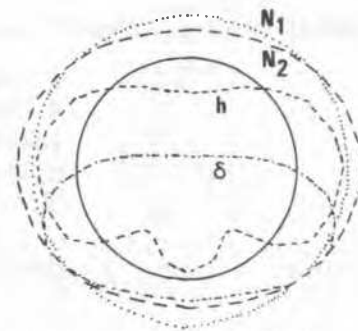
La surface de charge sur trajet de distorsion a déjà été proposée par Tobita-Yanagisawa (1980). Les figures 2 et 3 ont été utilisées pour déterminer les relations travail plastique -surface de charge d'après les essais de Tatsuoka (1972).

**RÉSULTATS NUMÉRIQUES**

Les calculs ont été effectués pour deux cas :

- i - Buse métallique circulaire isolée enterrée dans un sol sableux dont la loi de comportement est élastique, parfaitement plastique, ou plastique avec écrouissage. L'influence du comportement à l'interface a été examinée. Le diamètre de la buse est 2,5m.
- ii- Buse métallique jumelée sous un recouvrement important : le calcul a permis d'analyser l'influence de la distance entre buses jumelées et les caractéristiques mécaniques du massif de fondation.

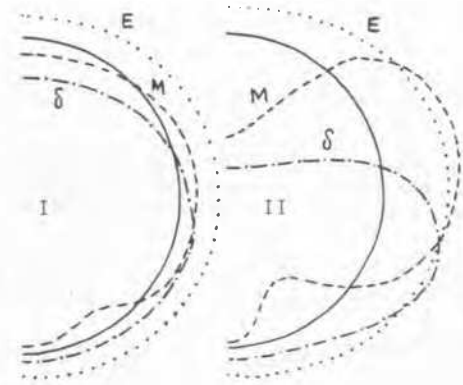
La figure 4 montre les moments fléchissants, les efforts normaux et les déplacements comparés de la structure lorsque les déplacements relatifs entre sol et buse sont nuls (adhérence parfaite) et tangents (paroi lisse). L'interface lisse influence peu les moments de flexion et uniformise l'effort normal sur tout le périmètre. L'interface rugueuse entraîne une diminution de l'effort normal en clé de la buse et un accroissement à mi-hauteur.



(représentation polaire)

n	Moment fléchissant	-----	3 kNm
N1	Effort normal I	.....	400 kN
N2	Effort normal II	-----	400 kN
delta	Déplacement	-----	7,5 mm

Fig. 4 : Comparaison efforts et déplacements  
I- Interface lisse II- Interface rugueuse.



(représentation polaire)

M	Moment fléchissant	-----	5 kNm
E	Effort normal	.....	400 kN
delta	Déplacement	-----	7,5mm

Fig. 5 : Efforts et déplacements - Sol élasto-plastique.  
I - Sans surcharge locale  
II- Avec surcharge locale.

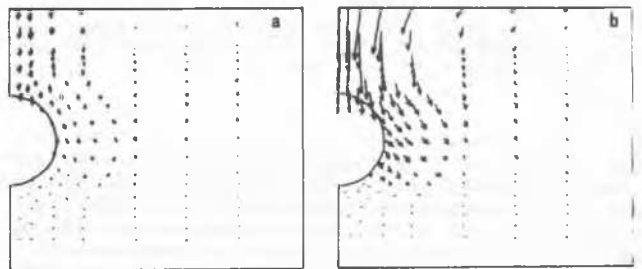


Fig. 6 : Champ vecteurs vitesse de déplacement  
Surcharge locale nulle (a)-imposée (b).

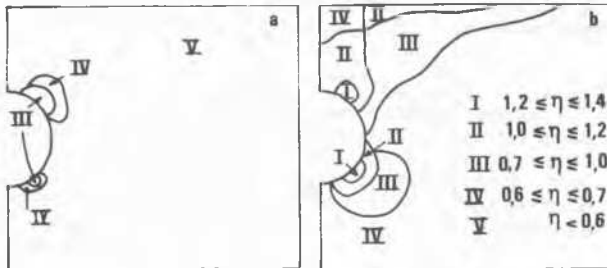


Fig. 7 : Distribution du rapport  $\eta$ . Surcharge locale nulle (a) - imposée (b).

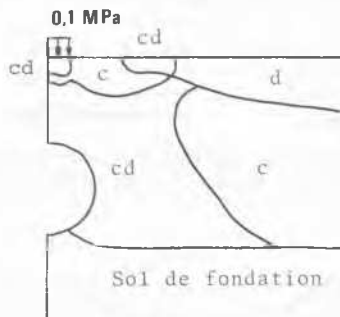


Fig. 8 : Mécanismes actifs sous surcharge locale maximale : c mécanisme de consolidation d mécanisme de distorsion.

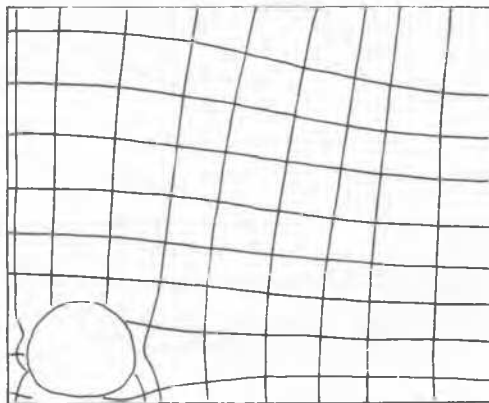


Fig. 9 : Isostatiques de contraintes dans le cas d'une buse jumelée.

Les figures 5, 6 et 7 comparent les efforts, les champs vecteurs vitesse de déplacement et distribution du rapport de contrainte  $\eta$  pour deux valeurs d'une surcharge locale imposée au droit de la buse. On remarquera l'évolution des zones à fortes valeurs du rapport  $\eta$  et l'ovalisation de la buse.

Enfin, la figure 9 montre les isostatiques des contraintes dans le cas d'une buse jumelée ex-

primant l'interaction d'un ouvrage complexe avec le sol environnant.

## CONCLUSION

Par leur grand élanement, les buses métalliques enterrées sont des structures flexibles dont la capacité de résistance aux charges appliquées dues au remblai résulte de façon significative de leur interaction avec le sol environnant. L'étude qui a été faite définit numériquement la nature de cette interaction (effet de voûte positif ou négatif) et donne une évaluation quantitative correcte des efforts dans la structure et dans le sol, ainsi que les déplacements en tous points : c'est particulièrement utile pour prévoir l'instrumentation et le contrôle à l'exécution lorsque les buses métalliques sont enterrées sous des recouvrements importants ou lorsque plusieurs buses sont placées côte à côte.

## RÉFÉRENCES

- BOUTWELL G.P. (1968). On the yield behaviour of cohesionless materials. *Soils Mechanics*, Duke University, Durham, N.C. n° 7.
- LADE P.V. (1978). Elastoplastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surface. *Int. J. of Solids and Struc.*, vol. 13, n° 11.
- LADE P.V., DUNCAN J.M. (1975). Elastoplastic stress-strain theory for cohesionless soil. *Eng. Div. ASCE*, vol. 102, GT1, 51-68.
- LUONG M.P. (1980). Stress-strain aspects of cohesionless soils under cyclic and transient loading. In *Soils under cyclic and transient loading*, Pande and Zienkiewicz Editors, Swansea.
- LUONG M.P., SIDANER J.F. (1981). Comportement cyclique et transitoire des sables. X ICSMFE, Stockholm.
- TATSUOKA F. (1972). Shear tests in a triaxial apparatus. A fundamental research on the deformation of sand. Ph. D. Thesis (en japonais).
- TOBITA Y., YANAGISAWA E. (1980). Stress-strain relationship of sand and its application to FEM analysis. In *soils under cyclic and transient loading*, Pande and Zienkiewicz Editors, Swansea.
- ZIENKIEWICZ O.C., NAYLOR D.J. (1971). Discussion on the adaptation of critical state. In *Stress-Strain behaviour of Soils*, Roscoe Memorial Symposium.