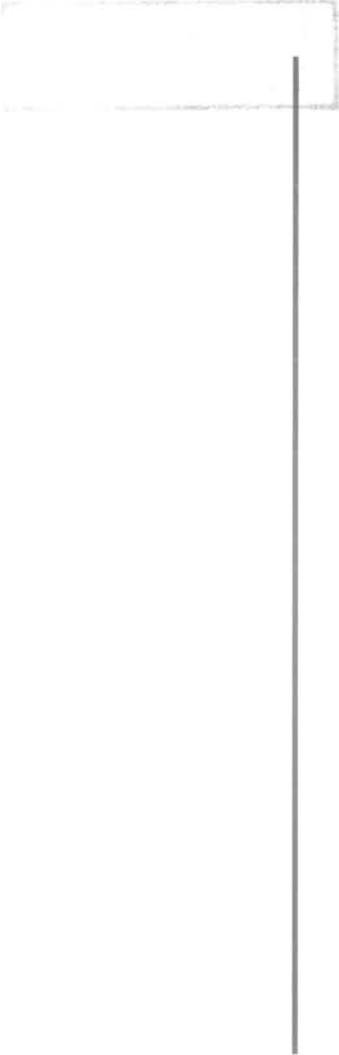


# Sommaire

REVUE  
FRANÇAISE  
DE  
GÉOTECHNIQUE  
N° 71  
2<sup>e</sup> trimestre 1995

- Méthode empirique d'évaluation du coefficient de réaction  
du sol, vis-à-vis des ouvrages de soutènement souples  
P. SCHMITT 3
- 
- Commentaires sur le choix des coefficients de réaction  
pour le calcul des écrans de soutènement  
B. SIMON 11
- 
- Analyse théorique d'un rideau ancré  
S. BARUSSAUD 21
- 
- Écrans de soutènement - Interaction sol-structure,  
à propos de la méthode des modules de réaction  
P. VEZOLE 31
- 
- Comportement des rideaux de palplanche :  
expérimentation en vraie grandeur et prédictions  
numériques  
I. SHAHROUR, S. GHORBANBEIGI,  
P.A. von WOLFFERDORFF 39
- 
- Comportement mécanique d'une paroi  
expérimentale renforcée par clouage  
F. PELLET, P. EGGER, F. DESCŒUDRES 49



REVUE  
FRANÇAISE  
DE  
GÉOTECHNIQUE

Directeur de la Publication : **P. Habib**

Président du Comité de Direction : **J. Lagardère**

Comité de Direction : **M. Londez, G. Vouillé, D. Pfefer** (Présidents des trois comités)

Comité de Rédaction : **E. Absi, P. Antoine, F. Bonnechère, Prof. Descœudres, P. Duffaut, J. Kérisel, P. La Rochelle, P. Londe, L. Parez, F. Schlosser**

---

Revue trimestrielle

Abonnement 1995 (numéros 70 à 73) franco : 600 F

Prix au numéro franco : 173 F (valable également pour les numéros anciens)

La revue est expédiée par avion dans les D.O.M.-T.O.M. et à l'étranger.

Sommaires des numéros anciens sur demande.

---

Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées

49, rue de l'Université, 75007 Paris - Tél. : 49.54.72.72

Publicité : OFERSOP 8, bd Montmartre, 75009 Paris - Tél. : 48.24.93.39

Impression : Corlet, Imprimeur, S.A. 14110 Condé-sur-Noireau.

N° d'imprimeur : 9710. Dépôt légal : juin 1995

**P**resses de l'école nationale des  
**Ponts et chaussées**

(©) 1995

Commission paritaire n° 60855

ISSN 0181 — 0529

---

*Les articles publiés dans cette revue n'engagent que la responsabilité de leurs auteurs. Tous droits de reproduction, de traduction et d'adaptation réservés pour tous pays.*

# Méthode empirique d'évaluation du coefficient de réaction du sol vis-à-vis des ouvrages de soutènement souples

**P. SCHMITT**  
SOLÉTANCHE  
6, rue de Watford  
92000 Nanterre

## Résumé

Cet article reprend les résultats de mesures effectuées sur une dizaine d'ouvrages de soutènement (parois moulées et rideaux de palplanches), qui avaient déjà fait l'objet d'une interprétation en 1984 dans le n° 28 de la Revue Française de Géotechnique.

La synthèse effectuée cette fois-ci débouche sur une expression simple et générale du coefficient de réaction du sol, tenant compte de deux facteurs dont l'importance a été clairement mise en évidence par les mesures sur ouvrages réels, à savoir la non-linéarité du comportement du sol et l'inertie du soutènement.

---

## Estimating the coefficient of subgrade reaction for diaphragm wall and sheet pile wall design

## Abstract

This article reviews site measurements from about ten diaphragm wall or sheet pile wall works, which had already been analysed in Revue Française de Géotechnique, n° 28, 1984. The present synthesis results in a simple and general expression of the coefficient of subgrade reaction, taking into account two essential factors according to site experiments, which are the non-linear soil behaviour and the inertia of the retaining structure.

## Introduction

En 1984, une étude expérimentale [8], exploitant les résultats obtenus à partir d'une dizaine de chantiers instrumentés, avait permis de dégager quelques conclusions concernant le « coefficient de réaction » utilisé pour le calcul des parois moulées et rideaux de palplanches.

Au cours des dix dernières années, ces conclusions ont permis, sans subir de démenti expérimental, d'étayer le choix des hypothèses de calcul d'un grand nombre de projets.

Mais, faute, probablement, d'avoir pu déboucher sur une formulation générale, cette approche empirique se voit souvent préférer l'application exclusive d'autres méthodes, par exemple celles proposées par Balay [2] ou Chadeisson [7], dont elle pourrait cependant constituer un complément intéressant en raison de son large support expérimental.

Il nous a donc semblé utile de rappeler les conclusions de cette étude, et d'en proposer une formulation suffisamment explicite pour être directement utilisable.

On rappellera, dans un premier temps, ce que l'on entend par « coefficient de réaction » dans le cas des ouvrages de soutènement.

## Définition et méthodes d'évaluation du coefficient de réaction

La méthode actuellement la plus répandue en France pour calculer les parois moulées et rideaux de palplanches est la méthode dite « élasto-plastique » (par opposition aux calculs à la rupture traditionnels), dans laquelle la phase élastique du comportement du sol est schématisée, en l'absence de chargements localisés, par la relation :

$$p = K_0 \cdot \sigma_v \pm k \cdot y \quad (1)$$

dans laquelle  $p$  est la contrainte horizontale exercée par le sol sur l'ouvrage,  $K_0$  le coefficient de poussée des terres au repos,  $\sigma_v$  la contrainte verticale existant dans le sol à la profondeur considérée,  $k$  le coefficient de réaction du sol, et  $y$  le déplacement horizontal du soutènement.

Le coefficient de réaction est donc le rapport, supposé constant pour une couche de sol donnée (bien que cela ne repose sur aucun fondement théorique), de la variation de contrainte horizontale au déplacement associé.

On entend ainsi tenir compte, à travers cet artifice de calcul, de l'ensemble des propriétés élastiques du sol et de l'ensemble des conditions aux limites du projet : on comprend donc que la détermination du coefficient de réaction, qui supposerait en toute rigueur des calculs préliminaires plus élaborés que le calcul élasto-plastique lui-même, constitue un problème difficile qui divise encore les spécialistes.

Bien que des ordres de grandeur de  $k$  aient été indiqués dès 1957 par Terzaghi [10], il est généralement

admis que les valeurs réelles leur sont nettement supérieures, et les méthodes d'évaluation les plus fréquemment appliquées aujourd'hui sont :

– l'utilisation de la formule de Ménard et Bourdon [6] :

$$k = E_M / [\alpha \cdot a / 2 + 0,13 \cdot (9 \cdot a)^\alpha] \quad (2)$$

dans laquelle  $E_M$  est le module pressiométrique du sol,  $\alpha$  le « coefficient de structure », et  $a$  la hauteur sur laquelle le sol est sollicité en butée par l'ouvrage, que Ménard évalue forfaitairement aux 2/3 de la fiche du rideau ;

– l'utilisation de la formule de Marche [5] :

$$k = 4,5 \cdot q_c / a \quad (3)$$

dans laquelle  $q_c$  est la résistance de pointe au pénétromètre statique, et qui conduit, bien qu'établie à l'origine pour calculer, non pas les soutènements, mais les pieux sollicités horizontalement par le terrain, à des ordres de grandeur tout à fait comparables à ceux obtenus à partir de la formule (2) ;

– l'utilisation des ordres de grandeur proposés par Chadeisson, dont Monnet a récemment publié une formulation générale [7] ;

– la méthode pressiométrique établie par Balay [2], qui complète celle de Ménard par une méthode d'évaluation de  $a$  applicable aux étapes de terrassement intermédiaires, et par une formulation de  $k$  spécifique aux phases de mises en tension des tirants précontraints.

Compte tenu des divergences encore importantes entre les résultats déduits de ces différentes méthodes d'évaluation de  $k$ , d'une part, et compte tenu de la difficulté d'aborder de façon théorique l'évaluation d'un paramètre sans signification physique bien précise, d'autre part, Solétanche avait donc procédé, au début des années 80, à la réalisation et à l'exploitation d'une série de mesures sur ouvrages réels, en intégrant également différents résultats ayant fait par ailleurs l'objet de communications.

## Rappel des conclusions de l'étude de 1984 [8]

La comparaison systématique entre résultats théoriques et expérimentaux obtenus sur neuf sites différents, et concernant des ouvrages allant du rideau de palplanches Larssen IIs à la paroi moulée d'1,33 m d'épaisseur, avait permis de dégager les conclusions suivantes :

1. La méthode élasto-plastique permet, malgré le caractère discutable de ses fondements théoriques, de rendre compte du comportement réel des ouvrages de façon satisfaisante (exemples des figures 1 et 2), sous réserve des conditions suivantes :

– choix approprié (voir ci-après) des paramètres de calcul, et notamment de la valeur du coefficient de réaction ;

– limitation de l'usage de la méthode à son domaine d'application, à savoir le calcul des sollicitations dans les cas où celles-ci ne sont pas notablement affectées par les déformations d'ensemble du massif de sol (cas,

# Tube inclinométrique N°4

Etat initial: 20-3-81

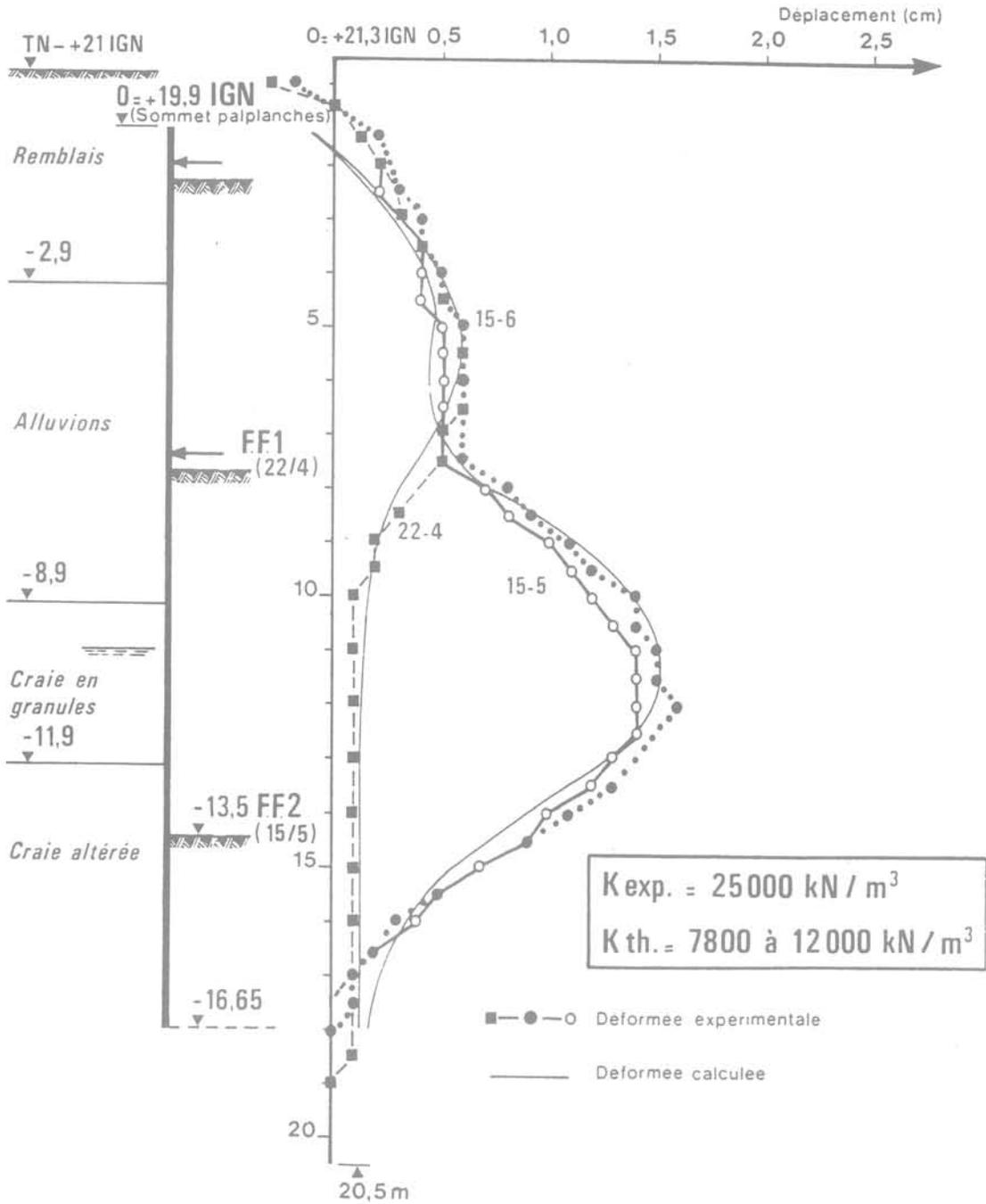


FIG. 1 Lille - Déformée du rideau de palplanches.  
Lille - Deflection of the sheet pile wall.

notamment, des grandes excavations stabilisées par des nappes d'ancrages multiples [4].

2. Le coefficient de réaction expérimental (obtenu par ajustement entre le calcul et les résultats des mesures) est deux à quatre fois supérieur au coefficient théorique obtenu à partir de l'essai pressiométrique interprété suivant la formule de Ménard et Bourdon tant que le taux de mobilisation de la butée n'excède pas 50 %, ce

taux de mobilisation étant conventionnellement pris égal, dans le cas d'un terrain sans cohésion, à la valeur moyenne de  $k \cdot y / ((K_p - K_0) \cdot \sigma_v)$ , où  $K_p$  est le coefficient de butée calculé dans l'hypothèse d'une inclinaison des contraintes sur la normale à l'écran égale à l'angle de frottement interne du sol.

Cette constatation peut être expliquée par la non-linéarité du comportement du sol, et conduit à propo-

## MESURES INCLINOMETRIQUES

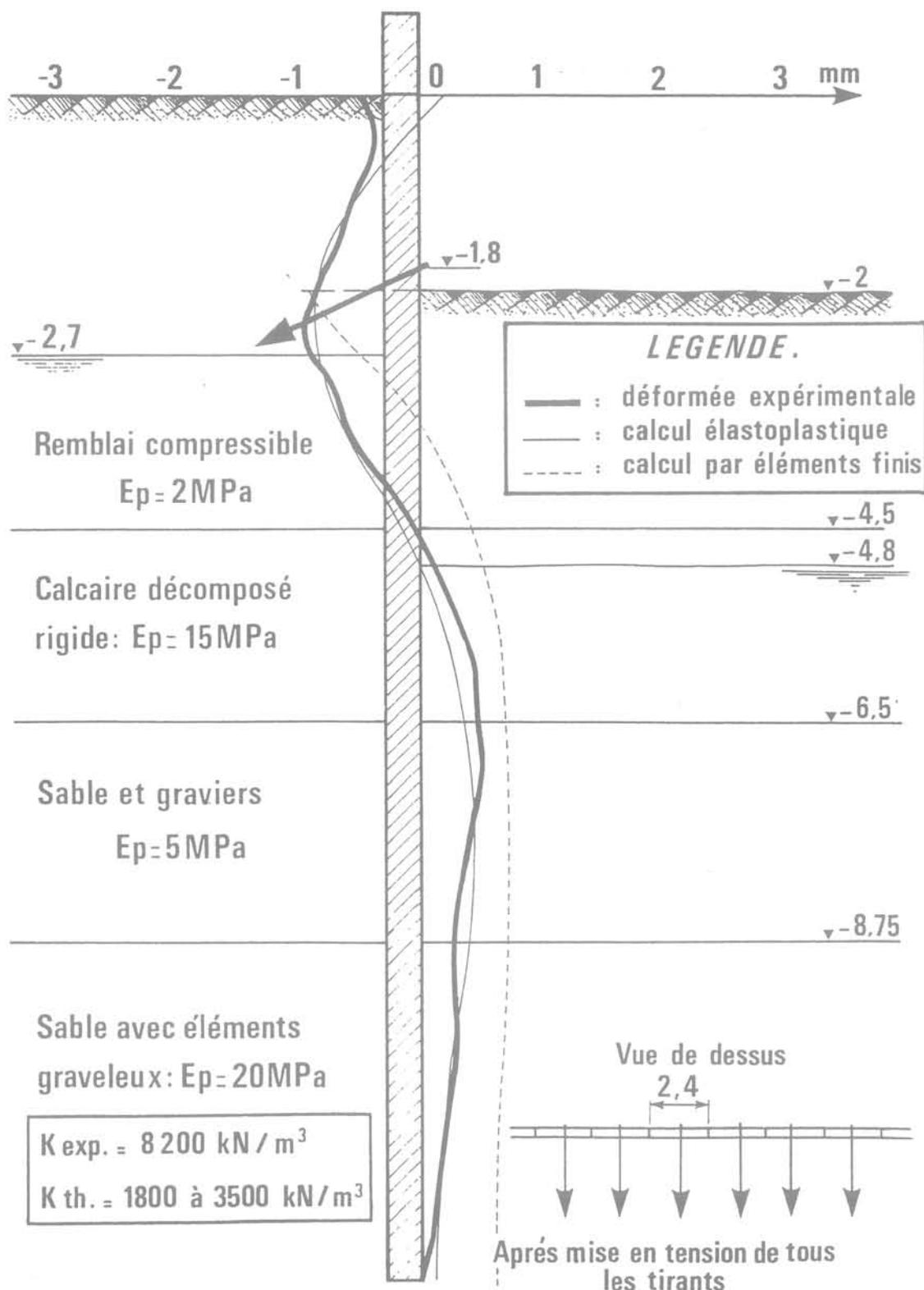


FIG. 2 Deauville - Déformée de la paroi préfabriquée.  
Deauville - Deflection of the precast diaphragm wall.

ser la relation pression-déplacement de la figure 3, qui revient en pratique, compte tenu des coefficients de sécurité usuels, à retenir un ordre de grandeur « réaliste » du coefficient  $k$  égal à trois fois celui obtenu à partir de la formule de Ménard et Bourdon.

3. La valeur de  $k$  dépend directement de celle du paramètre dimensionnel  $a$ , hauteur sur laquelle le soutènement sollicite le terrain en butée, elle-même fonction de la rigidité relative du soutènement par rapport au sol.

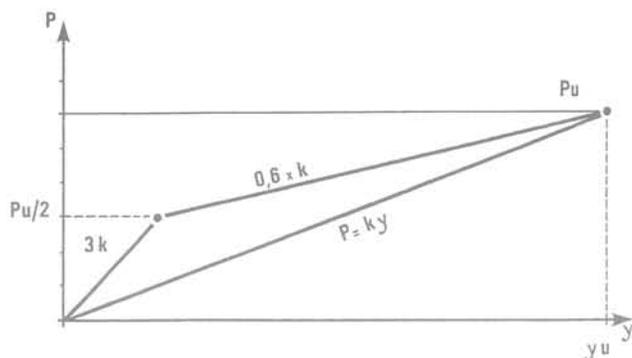


FIG. 3 Comportement expérimental de l'interface sol-structure.  
Experimental soil-structure interaction.

Dans l'étude expérimentale, la valeur théorique de  $k$  était calculée à partir de la valeur expérimentale de  $a$  (égale à la hauteur sur laquelle le déplacement réel du soutènement est « significatif », soit, en l'occurrence, supérieur à 20 % du déplacement maximal).

Mais, lors de l'établissement d'un projet, la déformée réelle du soutènement n'est évidemment pas connue, et la valeur de  $a$  ne peut donc être qu'estimée de façon empirique, voire arbitraire ; il en résulte une indétermination importante dans l'évaluation de  $k$ , qui contribue largement aux divergences souvent excessives observées entre les résultats des différentes méthodes de prévision.

La suite de cet article sera donc exclusivement consacrée au problème de l'évaluation de  $a$ .

#### 4

### Observations expérimentales de « a »

La figure 1 met en évidence, dans le cas d'un ouvrage de soutènement souple (palplanches Larsen IVs), des valeurs de  $a$  de l'ordre de 2 m (variables de 1,5 m à 2,5 m d'une phase de terrassement à l'autre, donc suivant le type de terrain et le mode de sollicitation).

On peut en tirer les conclusions suivantes :

1. Si la proposition de Ménard [6], qui consiste à retenir forfaitairement pour  $a$  une valeur égale aux 2/3 de la fiche, s'avère parfaitement justifiée dans l'étape finale des terrassements, la généralisation de cette règle à l'étape intermédiaire de pose du 2<sup>e</sup> lit de butons conduirait à une valeur de  $a$  égale à 7 m, soit près de 5 fois trop forte, donc à une valeur de  $k$  environ 5 fois trop faible, et même, globalement, 15 fois trop faible compte tenu de la non-linéarité du sol.
2. La faible valeur de  $a$  au cours des étapes de terrassement intermédiaires est vraisemblablement due à la faible rigidité du rideau par rapport au sol : il semblerait donc bien que la rigidité soit le paramètre principal ( $a = 1,5$  m au lieu de 7 m), le mode de sollicitation, fonction des conditions de butonnage et de la hauteur terrassée, apparaissant comme un paramètre secondaire ( $a$  variable de 1,5 m à 2,5 m d'une étape de terrassement à l'autre).

L'importance de la rigidité de l'ouvrage est encore mise en évidence par la comparaison des figures 2 et 4, qui correspondent à des mises en tension de tirants à faible profondeur (1,8 à 2,5 m) dans des terrains compressibles (module pressiométrique,  $E_M$ , variable de 2 à 3,5 MPa).

La différence essentielle entre les deux projets est l'épaisseur du soutènement, le quai de Deauville étant une paroi préfabriquée de 0,35 m et celui de Rouen une paroi moulée de 1,33 m.

On constate, dans le premier cas, une déformation « de type souple », localisée sur un peu plus de 3 m de hauteur, et dans le second cas une déformation « de type rigide », significative sur plus de 10 m de hauteur.

Corrélativement, la valeur expérimentale du coefficient de réaction est plus de trois fois plus faible à Rouen qu'à Deauville, bien que le terrain  $y$  soit moins compressible : la rigidité relative du soutènement apparaît donc ici comme un paramètre plus important que la compressibilité intrinsèque du sol.

Compte tenu de ces observations déjà anciennes, la valeur de  $a$  est le plus souvent choisie, au stade de la mise au point du projet, dans l'intervalle (2 m, 10 m), en fonction de la rigidité du soutènement (avec bien entendu une borne supérieure égale aux 2/3 de la fiche).

Mais cet intervalle relativement large laisse une place importante à l'appréciation subjective, et le besoin d'une méthode systématique d'évaluation de  $a$  se fait toujours sentir.

#### 5

### Méthode d'évaluation de « a »

Ces observations expérimentales conduisent à envisager l'hypothèse d'une proportionnalité de  $a$  à la longueur élastique du soutènement, ce qui revient à écrire, comme Westergaard l'avait déjà fait en 1926 dans le cas des radiers [11] :

$$a \sim (EI / k)^{0,25} \quad (4)$$

où  $EI$  est le produit d'inertie d'une unité de largeur du soutènement.

La théorie du « bulbe de pressions » de Terzaghi [10] conduit, par ailleurs, à la conclusion que le produit  $k \cdot a$ , et non pas  $k$  lui-même, est une caractéristique intrinsèque du comportement élastique du sol (du moins pour des conditions aux limites données), ce qui permet d'écrire, pour une valeur donnée du coefficient de Poisson :

$$k \sim E_s / a \quad (5)$$

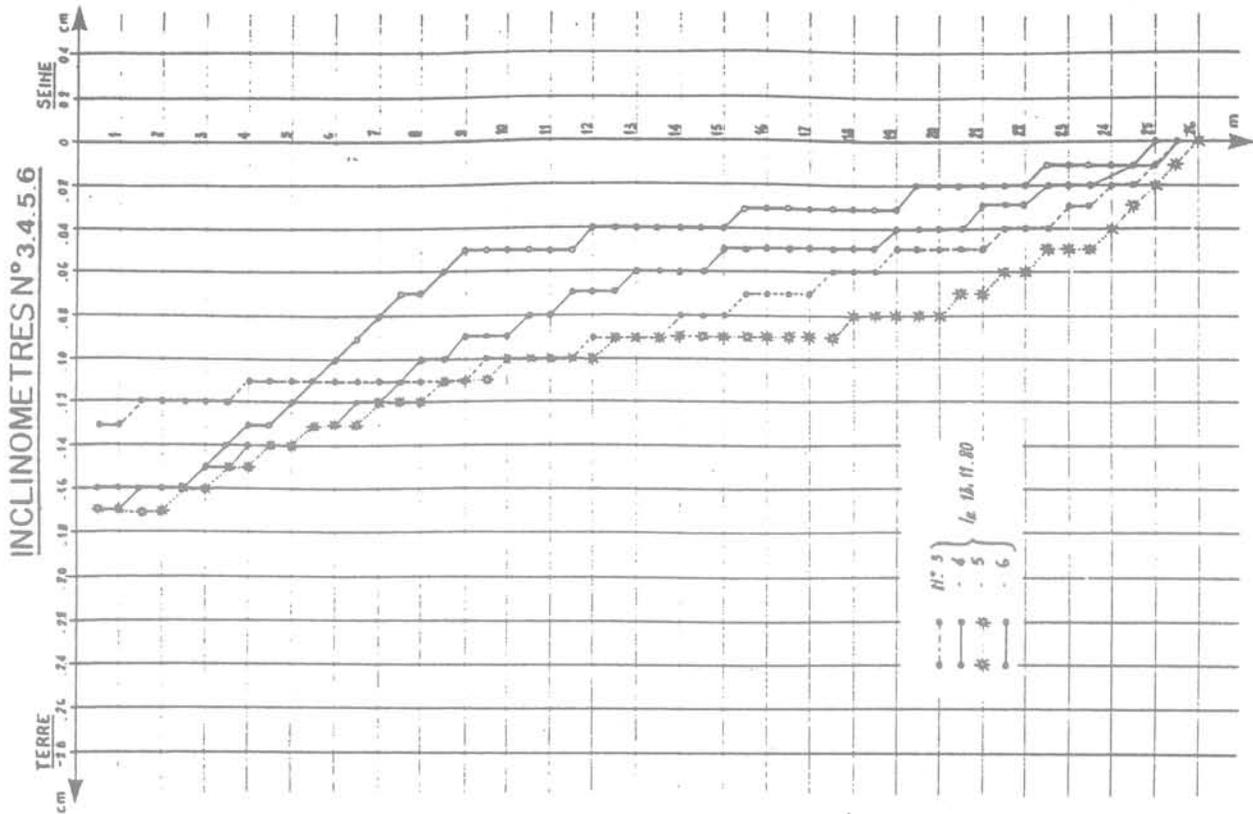
où  $E_s$  désigne le module d'Young du sol, ou toute grandeur qui lui est proportionnelle (module œdométrique, rapport  $E_M / \alpha$  du module pressiométrique au « coefficient de structure », résistance de pointe au pénétromètre statique, etc.).

La relation (5) traduit d'ailleurs simplement le fait qu'en élasticité linéaire, le déplacement en un point du milieu sollicité est proportionnel à la force qui lui est appliquée.

On déduit des relations (4) et (5) que  $a$  peut être directement exprimé en fonction du rapport  $EI/E_s$ , sous la forme :

$$a \sim (EI / E_s)^{0,33} \quad (6)$$

Cette formulation très simple pourrait par exemple s'appliquer à la détermination de  $k$  à partir de l'essai



### QUAI A MOULINEAUX

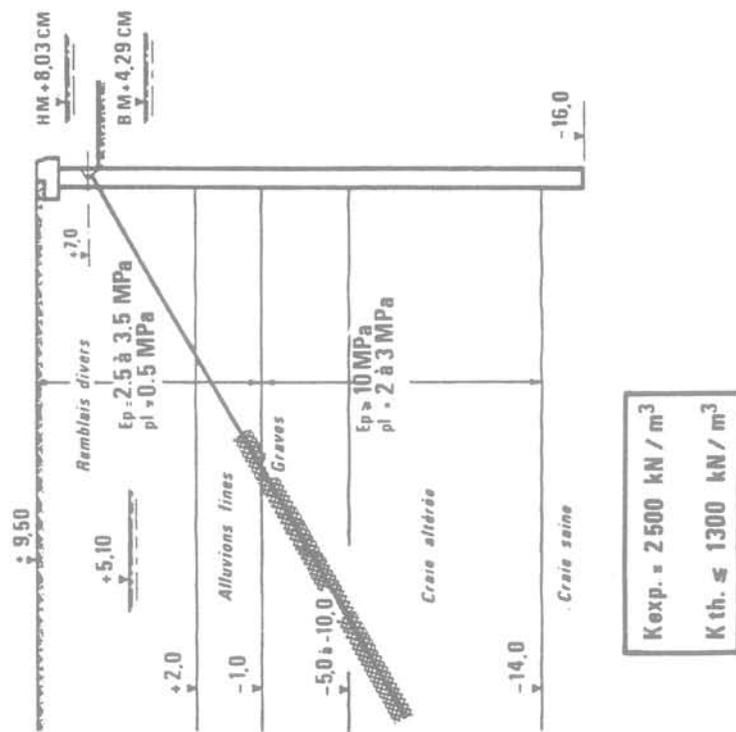


FIG. 4 Rouen – Déformée de la paroi moulée.  
Rouen – Deflection of the diaphragm wall.

pénétrométrique, puisque la formule de Marche (3), est bien du type de la formule (5).

Par contre, la formule de Ménard et Bourdon (2), est d'une forme plus complexe, et se prête donc moins bien à l'application de la formule (6).

Les figures 5 et 6 montrent toutefois qu'il est licite, pour les valeurs de  $a$  comprises dans l'intervalle (2 m, 10 m), de lui substituer la formule simplifiée :

$$k = 1,2 \cdot E_M / (\alpha \cdot a) \quad (7)$$

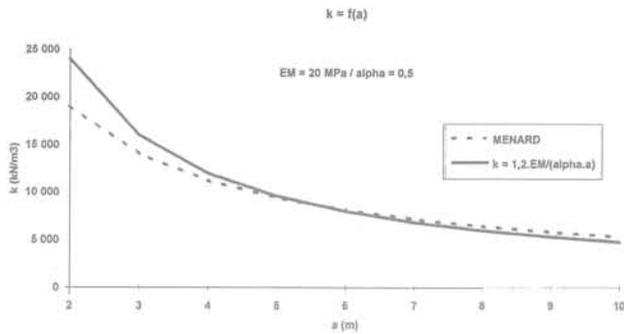


FIG. 5 Expressions théoriques de  $k$  en fonction de  $a$  ( $\alpha = 0,5$ ).  
Theoretical relations between  $a$  and  $k$  ( $\alpha = 0,5$ ).

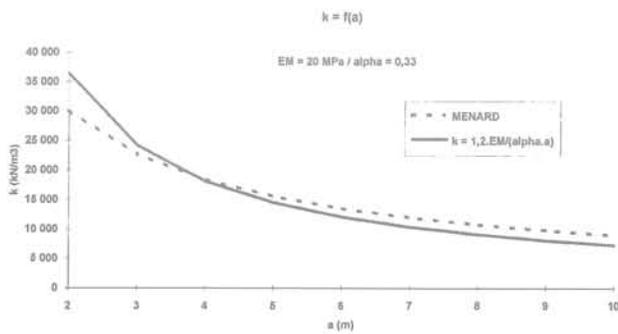


FIG. 6 Expressions théoriques de  $k$  en fonction de  $a$  ( $\alpha = 0,33$ ).  
Theoretical relations between  $a$  and  $k$  ( $\alpha = 0,33$ ).

On peut dès lors, compte tenu de (5) et (6), envisager de mettre  $a$  sous la forme :

$$a \sim (EI \cdot \alpha / E_M)^{0,33} \quad (8)$$

On remarquera que les formules (7) et (8), *a priori* générales, sont du même type que celles proposées par Balay [2] et Gigan [3] pour la mise en tension des tirants précontraints.

Il n'en demeure pas moins qu'une validation de la formule (8) à partir de mesures sur ouvrages réels est indispensable.

C'est la raison pour laquelle on a reporté, sur la figure 7, les valeurs expérimentales de  $a$  mesurées lors de l'étude de 1984, en fonction des valeurs correspondantes de  $EI \cdot \alpha / E_M$ .

En dépit d'une dispersion relativement importante, probablement imputable à l'imprécision des données expérimentales et à l'effet du mode de sollicitation, on met ainsi en évidence une relation nettement croissante, ce qui confirme la sensibilité du paramètre  $a$  à la rigidité du soutènement.

Toutefois, l'approximation linéaire de l'ensemble des résultats expérimentaux conduit à une droite de pente égale à 0,28, ce qui, compte tenu des coordonnées bi-logarithmiques, suggère une relation intermédiaire entre une racine quatrième et une racine cubique.

Cette divergence avec la théorie et l'analyse dimensionnelle pourrait être la conséquence de l'hypothèse

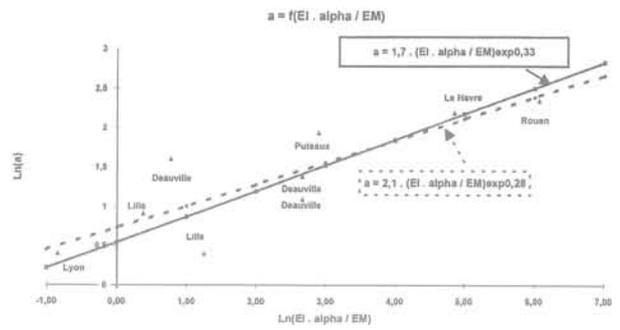


FIG. 7 Relation expérimentale entre  $a$  et  $EI \cdot \alpha / E_M$ .  
Experimental relation between  $a$  and  $EI \cdot \alpha / E_M$ .

simplificatrice d'un coefficient de réaction constant avec la profondeur, implicitement admise dans l'expression de la longueur élastique du soutènement, et manifestement fautive dans le cas de multicouches très contrastés dans la zone de butée (cas où l'évaluation du coefficient de réaction s'avère d'ailleurs particulièrement délicate).

Après élimination des deux résultats expérimentaux qui se trouvent manifestement dans ce cas (étape finale du dragage à Deauville et mise en tension des tirants à Rouen), la pente de la droite de régression devient égale à 0,33, ce qui permet de proposer, dans le cas d'un module de réaction sensiblement constant, la formule approchée :

$$a = 1,7 \cdot (EI \cdot \alpha / E_M)^{0,33} \quad (9)$$

## 6

### Méthode d'évaluation de $k$

D'après ce qui précède, une méthode empirique d'évaluation de  $k$  à partir de l'essai pressiométrique pourrait se résumer à :

- évaluer  $a$  à partir de la formule (9), en tenant compte d'une borne supérieure égale aux 2/3 de la fiche ;
- obtenir une valeur minimale de  $k$  à partir des formules (2) ou (7) ;
- affecter la valeur minimale ainsi obtenue d'un coefficient multiplicateur égal à 3 pour tenir compte forfaitairement, faute de mieux, de la non-linéarité du comportement du sol.

Dans le cas où l'on applique (7), cette procédure se réduit à l'emploi d'une simple formule :

$$k = 2,1 \cdot (E_M / \alpha)^{4/3} / EI^{1/3} \quad (10)$$

Si l'on assimile, conformément aux recommandations de la Société internationale de mécanique des sols et travaux de fondations [1], le rapport  $E_M / \alpha$  au module oedométrique du sol, on peut encore écrire les formules (7), (9) et (10) sous la forme :

$$k_{\min} = 1,2 \cdot E_{\text{ced}} / a \quad (11)$$

$$a = 1,7 \cdot (EI / E_{\text{ced}})^{0,33} \quad (12)$$

$$k = 2,1 \cdot (E_{\text{ced}})^{4/3} / EI^{1/3} \quad (13)$$

Cette formulation générale est intéressante dans la mesure où elle permet de faire le lien non seulement

avec les essais de laboratoire, mais encore avec d'autres essais *in situ*, tels le pénétromètre statique, compte tenu des corrélations existant entre modules d'élasticité et résistance de pointe.

### Remarque

Si l'on admet que le module d'Young du sol,  $E_s$ , est égal aux 2/3 du module œdométrique (ce qui correspond à l'hypothèse classique d'une valeur du coefficient de Poisson égale à 1/3), on en déduit une condition supplémentaire permettant d'obtenir un minorant de  $k$  dans le cas d'une fouille de faible largeur  $b$ ; en effet la condition

$$k > 2 \cdot E_s / b \quad (14)$$

permet alors d'écrire, compte tenu de (11) :

$$a < 0,9 \cdot b \quad (15)$$

Cette condition s'ajoute à :

$$a < 2/3 \cdot f \quad (16)$$

où  $f$  est la fiche du soutènement.

On voit ainsi que l'utilisation des formules globales (10) et (13) peut, dans certains cas, conduire à une sous-évaluation de  $k$ , d'où l'intérêt d'appliquer la procédure précédemment décrite, incluant l'évaluation explicite de  $a$ .

D'une façon plus générale, il ne faut pas hésiter, dans la mesure où  $k$  dépend des conditions aux limites du projet, à remettre en cause les formulations globales, quelles qu'elles soient, dans tous les cas particuliers où le massif de sol n'est pas assimilable à un milieu semi infini : un autre exemple significatif en est celui des risbermes élancées, dont la souplesse n'est prise en

compte par aucune formulation classique du coefficient de réaction, et qui ne peuvent donc être calculées qu'au moyen d'une méthode spécifique [9].

7

## Conclusion

L'approche proposée, exclusivement empirique, n'a d'autre prétention que de permettre une évaluation rapide et sans risque d'erreur importante du coefficient  $k$ , dans tous les cas où l'usage de ce coefficient est approprié.

L'interprétation des résultats expérimentaux a été conduite de façon délibérément prudente de façon à éviter, dans l'optique d'une généralisation, tout risque de surévaluation excessive.

On peut ainsi constater, en comparant les valeurs expérimentales de  $k$  à celles résultant de la formule (10), que cette dernière sous-estime  $k$  dans 50 % des cas, et que l'écart relatif entre prévisions et valeurs réelles se situe dans l'intervalle (- 50 %, + 100 %), c'est-à-dire qu'il est encore possible de se tromper dans un rapport de 1 à 2, mais plus dans un rapport de 1 à 10.

Compte tenu des hypothèses très simplificatrices qui sont à la base de la méthode de calcul élasto-plastique, d'une part, et compte tenu de la faible sensibilité des valeurs des sollicitations aux variations de  $k$ , d'autre part, il nous semble que cette relative imprécision peut être considérée comme acceptable.

## Bibliographie

- [1] Amar S., Clarke B.G.F., Gambin M.P., Orr T.L.L. – Utilisation des résultats des essais pressiométriques pour le dimensionnement des fondations en Europe, 1<sup>re</sup> partie : pressiomètre Ménard et pressiomètre autoforeur. SIMSTF, Comité technique régional européen n° 4, Pressiomètres, A.A. Balkema, 1991.
- [2] Balay J. – Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction. LCPC, FAER 1 07 12, 1984.
- [3] Gigan J.-P. – Expérimentation d'un rideau de palplanches ancré par tirants actifs. *Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 129, 1984.
- [4] Gouvenot D., Bustamante M. – Mesures *in situ* sur les ouvrages maritimes de soutènement. *Annales ITBTP*, n° 375, Série Sols et Fondations, n° 167, 1979.
- [5] Marche R. – Sollicitation en flexion des pieux par les couches qu'ils traversent, thèse de doctorat. École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 1974.
- [6] Ménard L., Bourdon C. – Calcul des rideaux de soutènement. Méthode nouvelle prenant en compte les conditions réelles d'encastrement. *Sols-Soils*, n° 12, 1965.
- [7] Monnet A. – Module de réaction, coefficient de décompression, au sujet des paramètres utilisés dans la méthode de calcul élasto-plastique des soutènements. *Revue Française de Géotechnique*, n° 66, 1994.
- [8] Schmitt P. – Étude expérimentale de la sollicitation exercée par le sol sur les ouvrages de soutènement souples. *Revue Française de Géotechnique*, n° 28, 1984.
- [9] Schmitt P., Bazin E., Gilbert C., Ragu J.-F. – Effet des chargements non uniformes sur les écrans de soutènement. XIII ICSMFE, New Delhi, 1994.
- [10] Terzaghi K. – Evaluation of coefficients of subgrade reaction. *Geotechnique*, 1955.
- [11] Westergaard H.M. – Stresses in concrete pavements computed by theoretical analysis. *Publics Roads*, 1926.

# Commentaires sur le choix des coefficients de réaction pour le calcul des écrans de soutènement

**B. SIMON**

*Terrasol  
Immeuble Helios  
72, avenue Pasteur  
93108 Montreuil Cedex*

## Résumé

Le coefficient de réaction n'est, en aucune façon, une caractéristique intrinsèque d'un massif ou d'une couche, mais un paramètre qui tend à qualifier, de manière approchée, l'interaction entre un élément de structure et son massif de fondation pour un chargement donné. A travers le rappel de quelques-unes des recommandations traitant du choix de ce coefficient, notamment dans le cas des écrans de soutènement (Terzaghi, Ménard), l'article s'attache à dégager un certain nombre de principes essentiels pouvant aider à un choix raisonné de ce paramètre. Un ensemble de règles pratiques relatives aux ouvrages de soutènement, fondées sur la pratique acquise comme bureau d'études, est proposé en cohérence avec les formulations générales d'évaluation du tassement sous des semelles (élasticité et méthode pressiométrique) et les différents mécanismes d'interaction qui ont été identifiés.

## Comments relating to the choice of the coefficient of subgrade reaction for the design of earth retaining structures

## Abstract

The coefficient of subgrade reaction is by no mean an intrinsic property of a soil mass or soil layer. Instead it provides a practical means for calculating, in an approximate manner and for a given loading, the interaction between a structural element and its foundation soil. This paper presents the basic principles essential in making a rational choice of the coefficient of reaction, in reference to the recommendations pertaining to the assessment of this property, especially those for earth retaining structures (Terzaghi or Menard). A set of practical rules for earth retaining structures is provided, based on our experience gained in the design of such structures, and consistent with the general methods for estimating settlements below spread footings (elasticity or pressuremeter method) as well as the various interaction mechanisms.

## Introduction

En France, le calcul des écrans de soutènement fait largement appel à la notion de coefficient de réaction pour la vérification de l'équilibre interne de l'écran et des sollicitations créées dans les différents éléments de structure qui le composent. Cette situation tient pour une large part à la diffusion qu'ont eue durant ces vingt dernières années les programmes de poutre sur appuis élastiques incorporant des lois de réaction non linéaires pouvant caractériser les seuils de poussée et butée des différentes couches le long de l'écran. Cette situation explique que ces calculs soient souvent directement pris en charge par le bureau de structure qui, faute d'une réelle compétence géotechnique, recherchera les documents lui permettant de choisir l'ensemble des paramètres dont il a besoin, au premier rang duquel la valeur du coefficient de réaction. Celui-ci est rarement défini dans le rapport d'étude géotechnique ou dans les pièces contractuelles du marché. Le choix qui en est fait va ainsi souvent reposer sur une interprétation plus ou moins licite et plus ou moins raisonnée de quelques règles qui ont été proposées sur ce sujet (Terzaghi, Ménard et Bourdon, Chadeisson, Balay, etc.). Cet article a pour but d'éclaircir sur un certain nombre de points ce concept de coefficient de réaction, afin d'identifier les principes à respecter lors du choix des valeurs utiles à ce mode de calcul. Il s'appuie sur l'expérience acquise dans la conception d'ouvrages de soutènement et celle tirée de plusieurs expertises que nous avons eues à connaître.

## Concept de coefficient de réaction : ses limites et sa justification dans un cas particulier

A travers le concept de coefficient de réaction, le projeteur recherche une équivalence entre l'interaction d'un élément de structure reposant sur un massif et celle du même élément de structure reposant sur un ensemble continu de ressorts dont la réaction  $p$  (dimension d'une contrainte) est proportionnelle au déplacement  $y$  de l'interface (Fig. 1) :

$$p = k.y \quad (1)$$

Le rapport de proportionnalité  $k$  (dimension  $ML^{-2}T^{-2}$ ;  $kN/m^3$  en unités SI) est défini comme le coefficient de réaction de la fondation. Il est généralement supposé indépendant de la pression appliquée et de valeur constante sous la fondation. Ce modèle est dénommé modèle de Winkler.

Dans le massif, le déplacement  $y$  dépend des réactions  $p$  appliquées à la surface. Ce système de réactions doit être distingué du système des efforts appliqués à l'élément de fondation considéré (Fig. 2) : ces deux systèmes ne sont identiques que si on suppose la fondation infiniment souple (sans rigidité propre). Dans tous les autres cas, la fondation assure une redistribution des efforts à la surface du massif. Cette redistribution résulte des conditions suivantes :

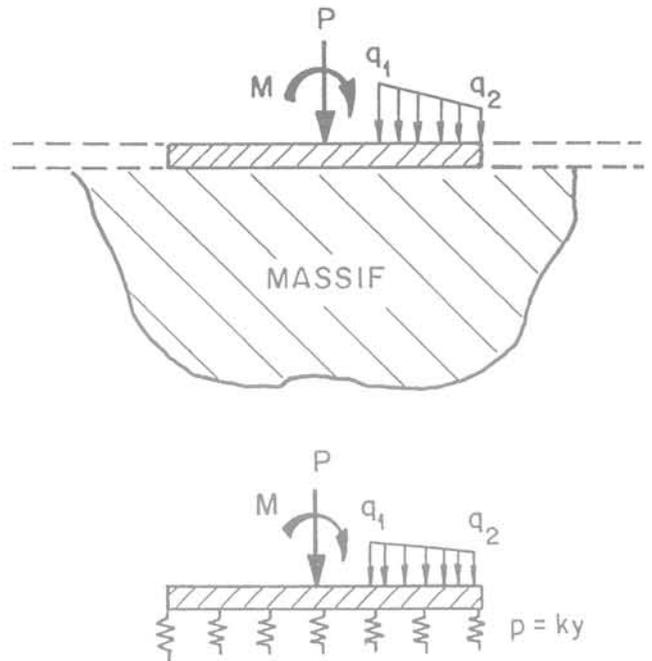


FIG. 1 Principe d'équivalence fondant le concept de coefficient de réaction.  
Basic concept of the coefficient of subgrade reaction.

– la structure est en équilibre sous les actions  $[\Sigma_p]$  ( $P, M, q$ ) et les réactions  $-\Sigma_r$  ( $-p$ ) qui lui sont appliquées ;  
– la déformée de la structure soumise aux efforts globaux  $[\Sigma_e] - [\Sigma_r]$  est égale à celle du massif soumis aux efforts  $[\Sigma_p]$ , partout où il n'y a pas décollement.

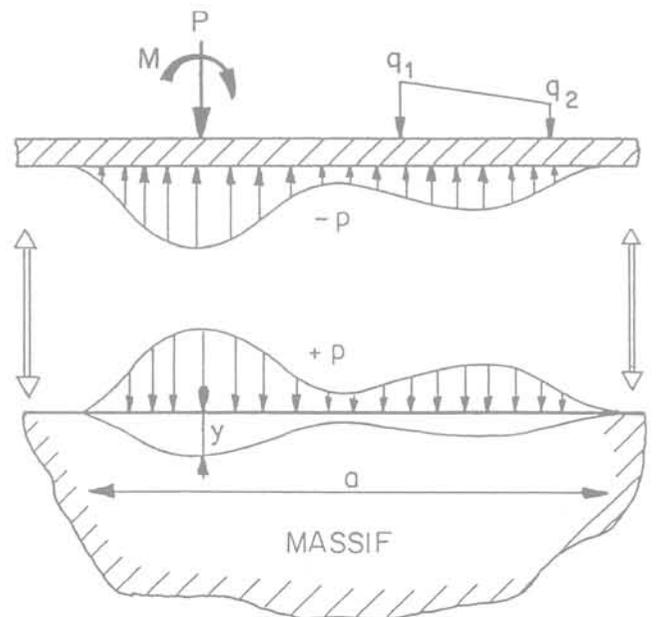


FIG. 2 Système des actions et réactions agissant sur la fondation.  
System of loads and soil reactions acting on a foundation.

La déformée  $y$  du massif dépend de la largeur ( $a$ ) sur laquelle sont mobilisées les réactions du massif. Cette largeur est fonction de la rigidité relative de la structure par rapport au massif qui la supporte.

Ces deux points s'avèrent fondamentaux pour le concept de coefficient de réaction :

- ce paramètre n'est pas une propriété intrinsèque d'un massif ou d'une couche ;
- c'est un paramètre d'interaction entre une structure et sa fondation ;
- il n'est défini que pour un chargement donné.

Le paramètre  $k$  destiné à représenter de manière approchée cette interaction dépendra ainsi de la largeur ( $a$ ) sur laquelle sont mobilisées les réactions du massif pour le chargement considéré et de la rigidité relative de la fondation par rapport au massif.

## 2.2

Les limitations inhérentes au concept de coefficient de réaction ont été maintes fois soulignées. Elles apparaissent clairement sur les cas limites de la figure 3.

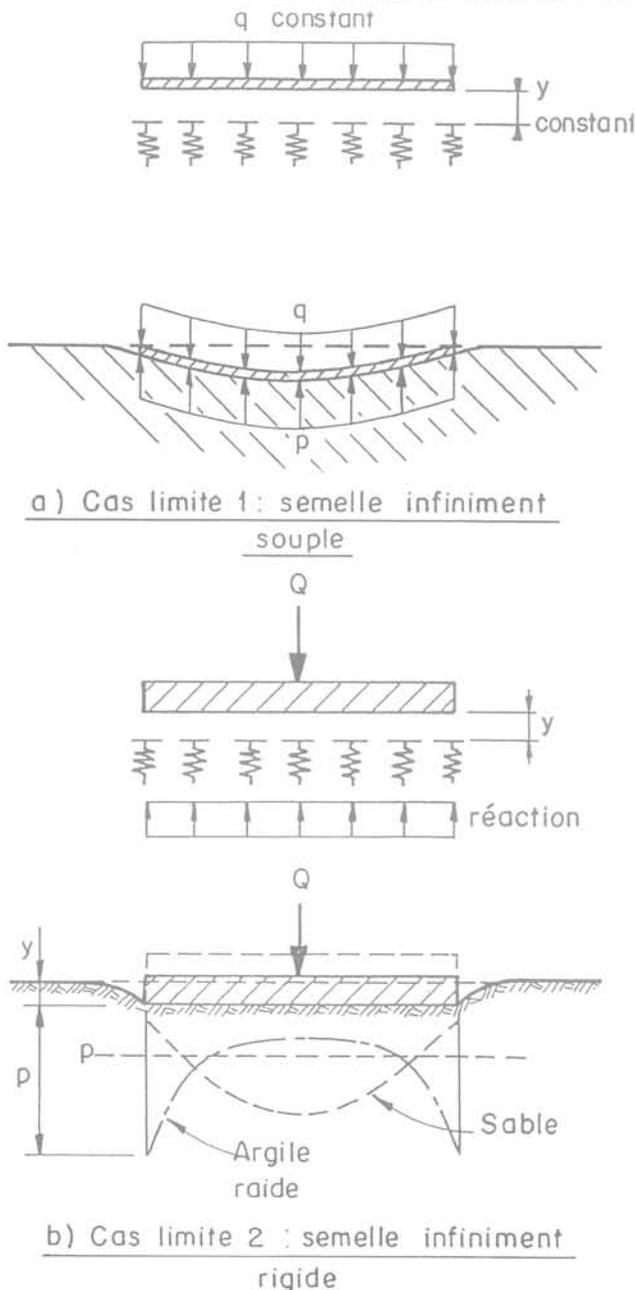


FIG. 3 Limitations inhérentes au concept de coefficient de réaction. Inherent limitations in the concept of the coefficient of reaction.

Figure 3a – semelle infiniment souple soumise à une charge répartie uniforme : le modèle du coefficient de réaction fournit un déplacement uniforme sous la fondation alors que le modèle du massif subit un déplacement plus important au centre qu'aux bords. Ceci illustre l'incapacité du modèle à ressorts à représenter correctement l'interaction existant entre les tranches verticales du massif.

Figure 3b – semelle infiniment rigide soumise à une charge verticale centrée : le modèle du coefficient de réaction établit une répartition uniforme des réactions sous la semelle, alors que la distribution des réactions obtenue dans le modèle du massif ne l'est pas (réactions plus élevées à proximité des arêtes si le massif est élastique – cas d'une argile raide – ou réactions plus faibles si le massif possède un seuil de plasticité – cas d'un massif de sable –).

D'autres limitations peuvent être rencontrées : la méthode du coefficient de réaction est inapplicable à l'estimation des sollicitations induites par des déformations résultant de facteurs autres que les charges directement appliquées à l'élément de structure (tassement dû à des charges extérieures, gonflement d'une couche sous la fondation ou relaxations dues à des variations de la nappe baignant la fondation...).

## 2.3

Il existe cependant un cas où l'équivalence entre le modèle d'un massif continu et le modèle de Winkler peut être établie de manière théorique ; il s'agit du problème de la poutre de largeur  $b$  et de grande longueur, posée sur un massif élastique et soumise à une charge concentrée (Fig. 4). La solution initiale due à Biot a été développée par Vesic qui en a tiré des approximations numériques à moins de 2 % du déplacement  $y(x)$ , du moment fléchissant, de l'effort tranchant et de la réaction  $P(x)$  sous la poutre. Il est remarquable que le rapport entre les expressions de  $P(x)$  et  $y(x)$  ainsi établies est trouvé indépendant de  $x$  ; il ne dépend que des seuls paramètres dimensionnels définissant la section de poutre. L'hypothèse de Winkler se trouve ainsi pratiquement satisfaite dans ce cas particulier.

On notera en outre que sur la base de l'équivalence relevée entre les solutions obtenues par les deux modèles, Vesic a proposé l'expression suivante du coefficient de réaction conduisant à des résultats proches de ceux du massif élastique :

$$k = \frac{0.65}{b} \cdot \sqrt[.12]{\frac{E_s b^4}{E_b I} \cdot \frac{E_s}{1 - \nu_s^2}} \quad (2)$$

avec :  $E_s, \nu_s$  module d'Young et coefficient de Poisson du massif ;

$E_b I$  produit d'inertie de la poutre ;  
 $b$  largeur de la poutre.

L'approximation de la solution obtenue pour la poutre infinie est encore bonne pour des longueurs réelles de poutre  $L$  supérieures ou égales à  $2,25 l_0$  avec :

$$l_0 = \sqrt[.4]{\frac{4E_b I}{kb}} \quad (3)$$

Vesic montre également que les solutions obtenues par la méthode du coefficient de réaction surestiment les moments fléchissants dans la poutre (de l'ordre de 6 % en moyenne) mais sous-estiment les déplacements

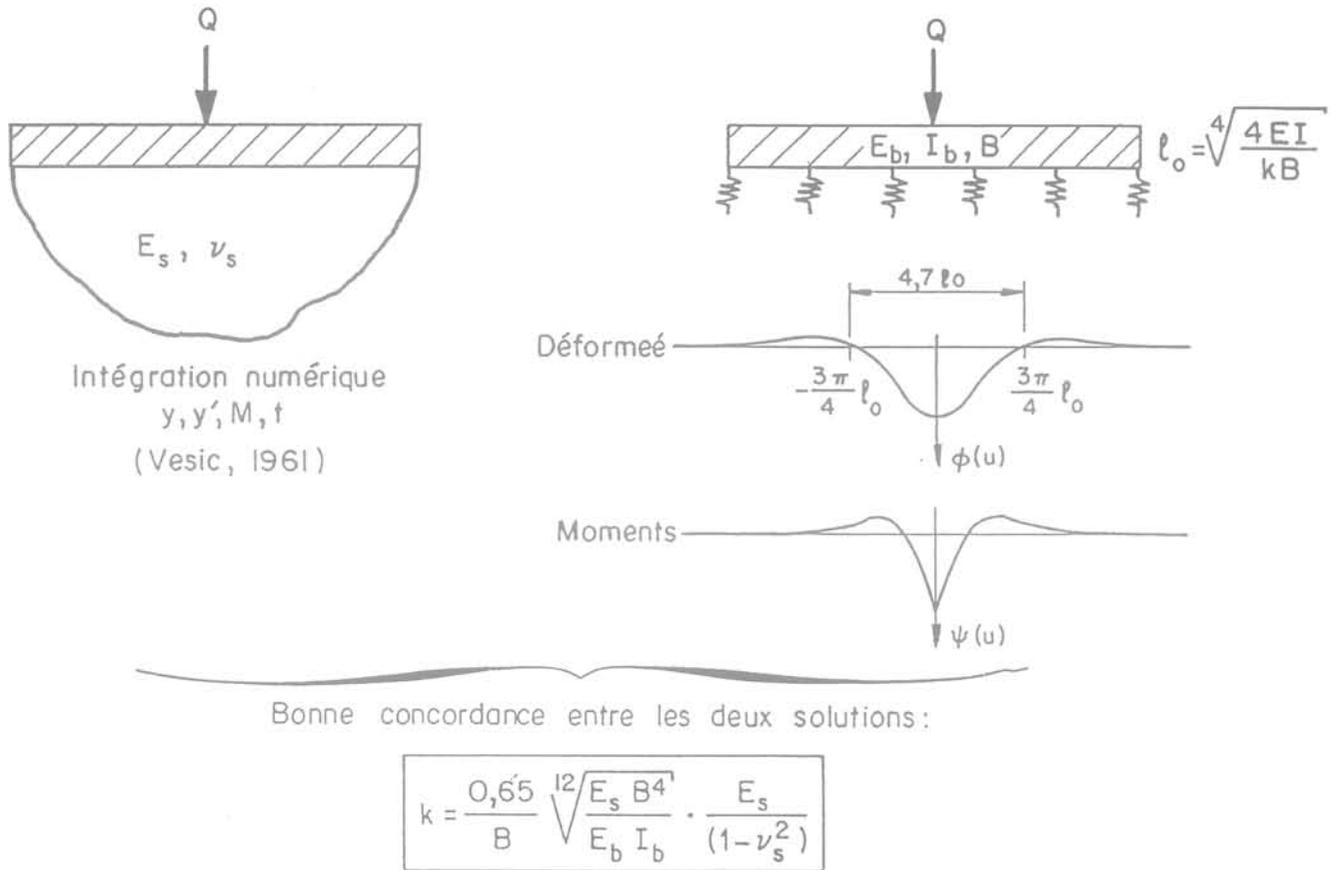


FIG. 4 Analogie des solutions obtenues pour une poutre de grande longueur soumise à une charge concentrée. Similarity between the solutions for a long beam subjected to a concentrated loading.

et les réactions (environ - 10 %). La méthode du coefficient de réaction est donc valable au plan pratique pour ces différents cas de chargement.

**Remarque :**

On note la proportionnalité de  $k$  avec les facteurs  $E_s^{1,083}$  et  $E_b I_b^{-0,083}$  dans la formule (2). Biot dans sa publication initiale avait cherché une équivalence entre les deux modèles sur la seule base du moment maximal obtenu dans la poutre. Cela le conduisait à une expression où  $k$  variait avec les facteurs  $E_s^{1,11}$  et  $E_b I_b^{-0,11}$ . Ceci permet de souligner, puisque la notion de coefficient de réaction est basée sur la recherche d'une équivalence entre deux modèles que, cette équivalence peut être cherchée par ajustement soit de la déformée soit de la valeur maximale du moment fléchissant ; les deux ajustements peuvent conduire à des valeurs  $k$  sensiblement différentes. Il appartient donc au projeteur de définir la finalité de son calcul pour orienter le choix du coefficient de réaction.

3

## Quelques constatations permettant de bâtir un cadre de référence

3.1

Dans son article de référence de 1955, Terzaghi a proposé, sur la base des valeurs expérimentales qu'il avait recueillies, des relations empiriques caractérisant le coefficient de réaction contre différents types

d'ouvrages. La comparaison de ces relations d'ordre semi-expérimental aux solutions déduites de la théorie de l'élasticité permet d'éclairer un certain nombre de points.

La théorie de l'élasticité isotrope établit le tassement  $y$  d'une plaque rectangulaire à la surface d'un massif élastique semi-infini  $E_s, \nu_s$  :

$$y = c_r p R \frac{(1-\nu_s^2)}{E_s} \quad (4)$$

- $p$  contrainte moyenne répartie ;
- $R$  demi petit côté du rectangle ;
- $C_r$  coefficient de forme fonction de la position du point et de l'élanement du rectangle (Caquot et Kérisel, 1956). Pour une plaque rigide  $B \times B$  :  $C_r = 1,76$ , pour un rectangle rigide  $B \times 10B$  :  $C_r = 4,17$ .

Appliqué au cas d'une argile surconsolidée pour laquelle on peut retenir une valeur du module d'Young drainé  $E_s = 100 c_u$  ( $c_u$  : cohésion non drainée) et un coefficient de Poisson  $\nu_s = 0,2$ , ces relations conduisent aux expressions suivantes du coefficient de réaction :

$$k_{B,B} = 120 \frac{c_u}{B} \text{ et } k_{B,10B} = 50 \frac{c_u}{B} \quad (5)$$

Ces expressions sont proches des relations empiriques proposées par Terzaghi pour les mêmes configurations :

$$k_{B,B} = 100 \frac{c_u}{B} \text{ et } k_{B,10B} = \frac{200}{3} \frac{c_u}{B} \quad (6)$$

Cela démontre l'intérêt de la théorie de l'élasticité pour rendre compte du sens des variations du coefficient de réaction avec les dimensions de la plaque considérée. Il est remarquable également que les résultats auxquels celle-ci conduit confirment, dans le cas particulier considéré, les ordres de grandeur expérimentaux rapportés par Terzaghi.

Terzaghi a proposé de rapprocher le cas de l'écran vertical souple de celui constitué par l'écran réel et son symétrique (Fig. 5). En supposant le massif non pesant, le problème s'identifierait au choix du coefficient de réaction pour un écran de largeur  $B = 2a$ . Terzaghi a fait cependant observer que le refoulement (déplacement vertical ascendant) à la surface du massif réel conduisait à des déformations de l'écran supérieures à celle du problème équivalent considéré (où le déplacement vertical de la limite Oc est nul). Le coefficient de réaction est ainsi plus faible que celui qui serait obtenu en négligeant cet effet de surface : Terzaghi propose de retenir la formulation de l'équation (6) avec  $B = 3a$  au lieu de  $B = 2a$ .

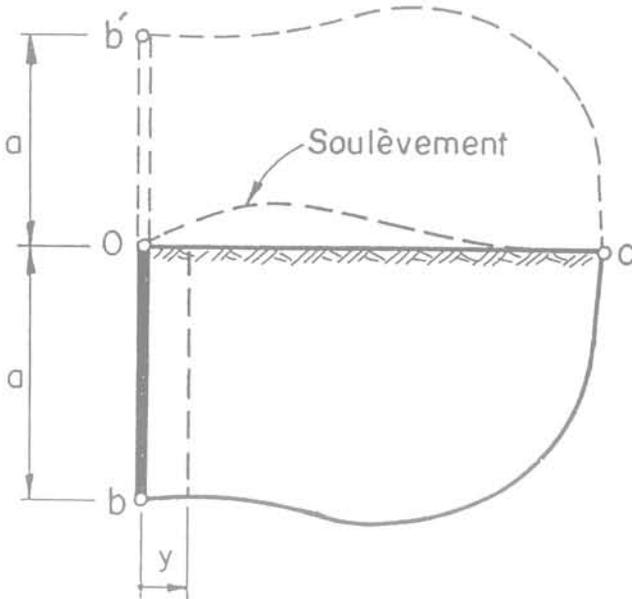


FIG. 5 Écran vertical, influence du soulèvement de la surface libre.  
Vertical wall, influence of the heave at the unconfined soil surface.

Ceci conduit aux recommandations de la figure 6 pour le coefficient de réaction contre un écran vertical souple placé contre une argile raide. On observera la distinction faite pour la partie inférieure en contre-butée qui fait assimiler le coefficient de réaction à celui d'une bande de largeur égale à la hauteur de contre-butée ( $B = D''$ ). Aucune influence de la surface libre n'est ainsi prise en compte dans cette zone où les déformations du massif demeurent parfaitement confinées.

3.2

La méthode pressiométrique établit également le tassement sous une semelle rigide (Ménard et Rouseau, 1962):

$$y = p \cdot \left( \frac{2}{9E_m} B_0 \left( \lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha + \frac{\alpha}{9E_m} \lambda_c B \right) \quad (7)$$

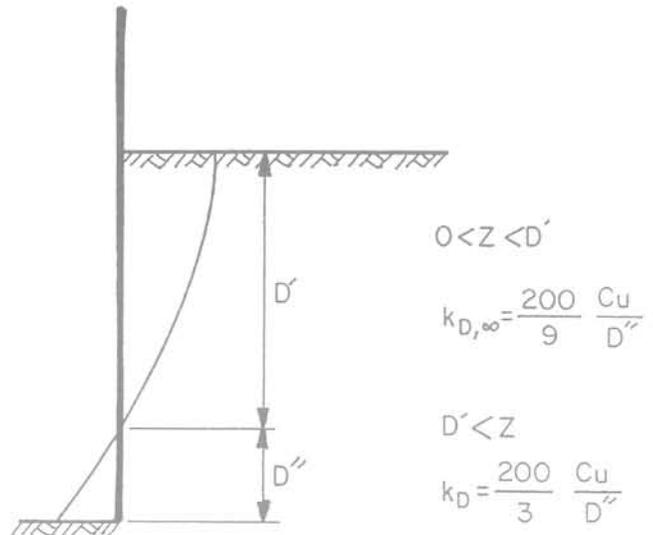


FIG. 6 Règles relatives aux écrans souples de soutènement (Terzaghi, 1955).  
Rules pertaining to flexible retaining structures (Terzaghi, 1955).

- $E_m$  module pressiométrique du massif homogène équivalent;
- $\alpha$  coefficient rhéologique;
- $B_0$  dimension de référence ( $B_0 = 0,6 \text{ m}$ );
- $\lambda_c, \lambda_d$  coefficients de forme fonction de l'éclatement de la fondation (pour un rectangle  $B \times 20 B$ :  $\lambda_c = 2,65$  et  $\lambda_d = 1,5$ ).

L'application de cette relation fondamentale au cas de l'écran fictif de la figure 5 (assimilé à un rectangle de grand éclatement horizontal et de largeur  $B = 2a$ ) établirait l'expression suivante du coefficient de réaction  $k = p/y$ :

$$k = \frac{E_m}{0,13 (8,8a)^\alpha + \alpha \frac{a}{3}} \quad (8)$$

Cette expression, il faut le noter, est formellement identique à celle proposée par Ménard pour estimer le coefficient de réaction horizontale devant un pieu de rayon  $a$ . Elle ne s'identifie cependant pas à celle spécifique proposée pour les écrans de soutènement (Ménard et Bourdon, 1964), le long de la partie en fiche:

$$k = \frac{E_m}{0,13 (9a)^\alpha + \alpha \frac{a}{2}} \quad (9)$$

Ménard et Bourdon invoquent en effet l'effet de compression simple qui se manifeste devant l'écran par le refoulement de la surface du sol. Selon eux, cet effet est représenté par le coefficient 1/2 appliqué à la contribution sphérique du tassement (au lieu du coefficient 1/3 applicable au cas général). Ceci conduit ainsi à une valeur du coefficient de réaction plus faible que celle obtenue par la formule générale applicable à des situations de chargement avec confinement latéral. Cette correction doit être rapprochée de celle faite par Terzaghi pour les écrans. L'une et l'autre montrent donc l'influence des conditions aux limites (ici position de la surface libre du massif) sur la détermination du coefficient de réaction.

En complément il faut relever que Ménard et Bourdon identifient le paramètre géométrique ( $a$ ) à la dis-

tance entre le fond de fouille et le centre de rotation du pied du rideau. Ils précisent que dans le cas général cette hauteur est de l'ordre des 2/3 de la section enterrée  $h$  du rideau; ce n'est que dans le cas d'un écran très rigide ne développant aucun effort de contre-butée que cette grandeur s'identifie à la hauteur totale ( $a \sim h$ ).

**Remarque :**

Il serait possible de discuter l'assimilation directe de (a) avec la distance séparant le fond de fouille du centre de rotation. En effet ceci revient à poser l'équivalence stricte entre la déformée du rideau sur cette hauteur avec le tassement sous une fondation de même demi-largeur. Ceci néglige l'effet de cuvette provoqué par une fondation : le tassement ne s'annule pas au bord de la fondation mais à un point situé plus à l'extérieur. La déformée du rideau s'annulant ainsi à une distance (a) de l'axe de symétrie considéré, cette déformée ne peut être attribuée qu'à une fondation de demi-largeur inférieure à (a). Cette remarque est encore plus forte si on observe que la formule de tassement prise comme référence s'applique à des fondations rigides sous lesquelles le tassement est *a priori* constant. Une meilleure approche pourrait donc être celle attribuant la déformée observée sur une largeur totale  $L$  à une semelle équivalente de largeur  $B$  inférieure à  $L$ . Les résultats de l'élasticité permettraient de retenir une relation telle que :

$$B = \frac{L}{1,5} \quad (10)$$

Ceci conduirait à augmenter sensiblement les valeurs  $k$  obtenues dans la zone en fiche (conduisant dans le cas général à  $a = 4/9 h$  au lieu de  $a = 2/3 h$ ). Cet amendement serait également conforme au sens des écarts relevés entre les observations expérimentales et les estimations de déformées déduites des règles actuelles (Schmitt, 1984).

**4**

## Règles pratiques pour le choix du coefficient de réaction le long d'un soutènement

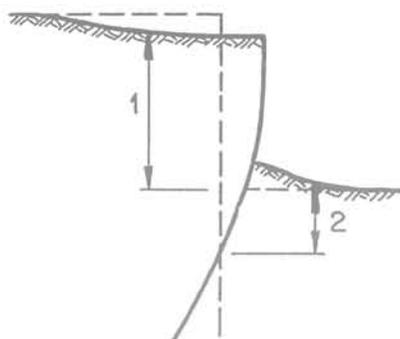
**4.1**

Les différentes observations rappelées ci-dessus et les quelques réflexions qui ont été présentées justifient le cadre général suivant que nous adoptons pour le choix des coefficients de réaction le long des écrans de soutènement. Celui-ci reprend en partie les recommandations faites par le LCPC (Balay, 1984) mais les amendes sur plusieurs points.

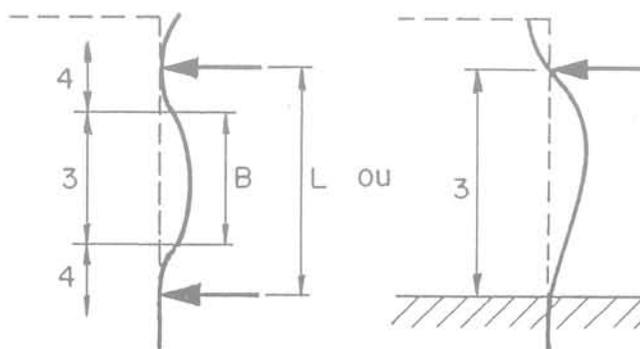
Différentes zones sont tout d'abord distinguées (Fig. 7) :

- celles où la surface libre est intéressée : 1 - zone en poussée ou 2 - zone en butée ;
- celles où la surface libre n'est pas intéressée (déformations entièrement confinées) : 3 - partie à l'amont du soutènement placée entre un niveau d'ancrage et un encastrement en pied, ou entre deux niveaux d'ancrage, 4 - partie placée au droit d'un appui (tirant précontraint ou buton).

**Surface libre intéressée**



**Surface libre non intéressée**



**FIG. 7** Définition des différentes zones distinguées pour l'estimation des coefficients de réaction.

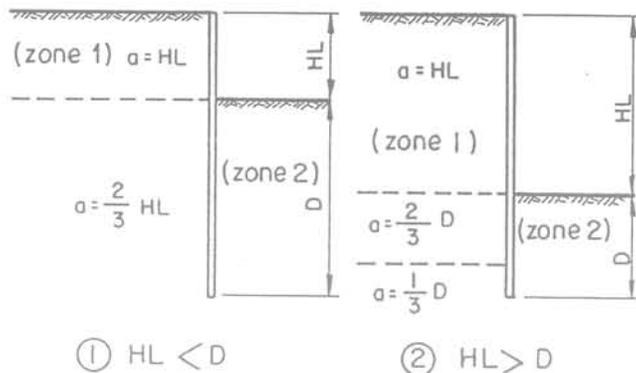
Representation of the various zones to be considered in the estimation of the coefficients of reaction.

**4.2**

### La surface libre est intéressée

**Zone 2 (en butée) :** La formulation de Ménard et Bourdon (1964) est directement applicable (équation 9). Le paramètre (a) est choisi sur la base des propositions de Balay (1984) (Fig. 8). Il peut être souhaitable de vérifier à l'issue du calcul au coefficient de réaction que le mode de déformation de la paroi et la position du centre de rotation de la partie en fiche s'accordent bien avec la position que représentent implicitement les règles définissant (a). Dans certains cas il pourra être tenu compte de la remarque faite concernant l'assimilation de (a) aux 2/3 de la distance (d) entre le fond de fouille et le point de déplacement nul s'il existe : ( $a = 4/9 d$ ).

**Zone 1 (en poussée) :** Les recommandations de Balay font extrapoler à cette partie la formulation donnée initialement par Ménard pour la seule partie en fiche et proposent une règle pour le choix du paramètre (a). La pertinence de ce choix peut également être vérifiée notamment à l'issue de la première phase de calcul où le soutènement travaille souvent en console. La remarque faite concernant la relation entre (a) et les 2/3 de la longueur d'écran dont la déformée est notable peut également trouver une application. La figure 9 fournit un exemple des variations du coefficient  $k$  avec la hauteur des passes terrassées dans une argile de consistance moyenne : la valeur  $k$  décroît rapidement



①  $HL < D$

②  $HL > D$

FIG. 8 Choix du paramètre géométrique « a » (Balay, 1984).  
Choice of the geometrical parameter « a » (Balay, 1984).

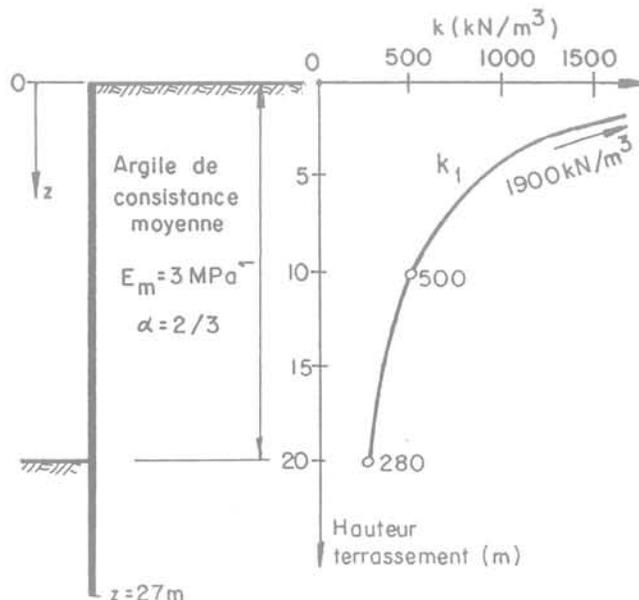


FIG. 9 Exemple des variations du coefficient de réaction obtenues dans la zone [1].  
Variations in the coefficient of reaction within zone [1].

avec la hauteur terrassée; pour une première passe de terrassement de 2 m la valeur est plus de 6 fois supérieure à celle applicable lorsque 20 m se trouvent terrassés (et qu'aucun butonnage n'est mis en place).

### 4.3

## La surface libre n'est pas intéressée

**Zone 3 :** Aucune règle n'est donnée par Balay (1984). En observant que les déformations demeurent confinées, il est justifié de faire référence à l'expression générale du tassement sous la semelle de largeur  $B$  (obtenue par rotation de la paroi de  $90^\circ$ ) et à la constatation qu'une fondation de largeur  $B$  provoque une cuvette de déformation sur une largeur  $L$  voisine de  $1,5B$  (Fig. 10). Cette largeur peut être identifiée à la distance entre les points d'appuis (ou le point d'appui supérieur et le niveau d'encastrement inférieur). Cette assimilation entre la bande d'écran de largeur  $B = L/1,5$  et une semelle équivalente conduit à une expression du

coefficient de réaction équivalente à la relation (8) puisque  $B = 2a$ :

$$k = \frac{E_m}{0,13(4,4B) + \frac{\alpha B}{6}} \quad (11)$$

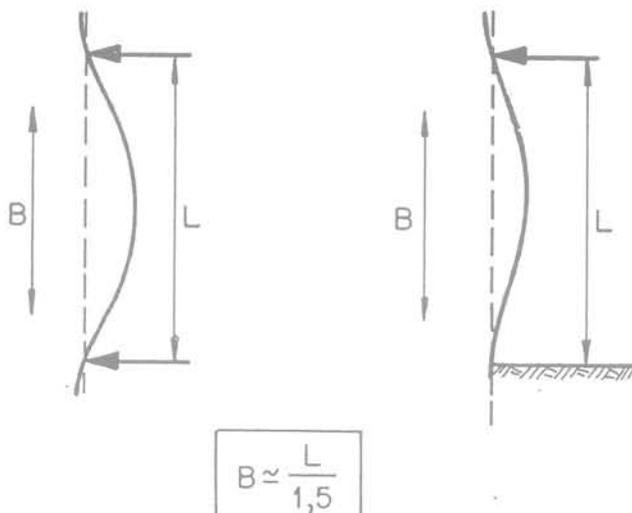


FIG. 10 Largeur  $B$  d'une semelle donnant une déformée semblable à celle obtenue sur la surface de longueur  $L$ .  
Width  $B$  of a footing giving similar displacements to those obtained on a surface of length  $L$ .

**Zone 4 :** Le coefficient de réaction applicable au droit des appuis doit être choisi en référence à la solution établie par le modèle de Winkler pour la poutre de longueur infinie et de largeur  $b$  soumise à une charge concentrée (Fig. 11). Cette solution fait référence à la longueur de référence  $l_0$  fonction de la raideur  $k$  des appuis (relation 3).

Les déplacements de la poutre sont localisés sur l'intervalle centré sur le point d'application de la charge et de longueur  $(3\pi/2) l_0$ , soit une largeur sollicitée proche de  $L = 4,5 l_0$ .

Dans le modèle du massif, cette déformée peut être assimilée à celle provoquée par une semelle de largeur  $B = L/1,5$  soit  $B = 3l_0$ , pour laquelle la relation (10) fournit une estimation du coefficient de réaction sous la semelle.

Ceci fait rechercher la compatibilité entre une valeur de  $k$  choisie *a priori* pour estimer  $l_0$  et celle fournie par la relation (10) appliquée à une semelle de largeur  $B = 3l_0$ . Cette résolution est itérative selon le processus décrit sur la figure 11. Dans la pratique, la convergence est rapide (deux ou trois calculs suffisent). La méthode proposée fournit ainsi la valeur du module de réaction applicable de part et d'autre des appuis (butons ou tirants) compatible avec la rigidité propre de la paroi. Cette valeur est applicable à la zone  $[-1,5l_0, +1,5l_0]$  de l'écran centrée sur l'appui considéré.

Cette méthode n'est plus applicable quand l'intervalle ci-dessus inclut la surface supérieure du massif. Une adaptation peut alors être recherchée en privilégiant alors la relation (9).

Dans l'exemple de la figure 9, le coefficient de réaction pour un terrassement de 20 m est voisin de  $300 \text{ kN/m}^3$  en négligeant les appuis. En partant de cette

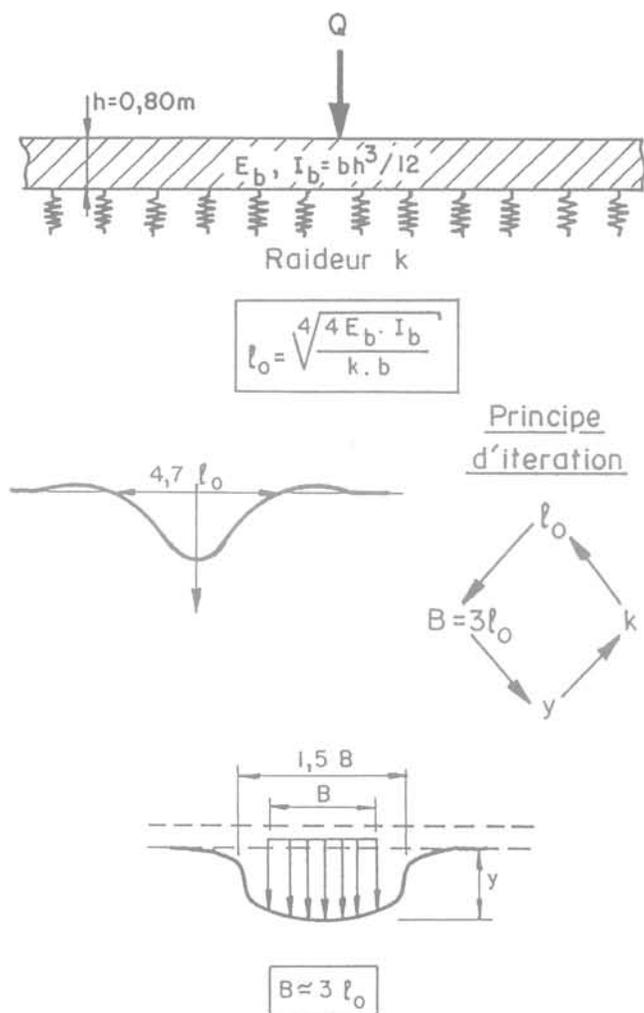


FIG. 11 Principe du mode itératif de détermination du coefficient de réaction applicable au droit d'une charge concentrée (zone 4).  
Principle for the iterative method of determining the coefficient of reaction under a concentrated loading (zone 4).

valeur le processus itératif décrit établit successivement (paroi : épaisseur 1 m, module  $E_b = 22\,000$  MPa).

Itération	$k_0$ (KN/m <sup>3</sup> )	$l_0$	$k_1$ (KN/m <sup>3</sup> )
1	300	12,5	371
2	371	11,9	388
3	390	11,7	392

soit une valeur  $k$  voisine de  $400$  KN/m<sup>3</sup> au droit des appuis profonds (majoration de 30 %).

Cette valeur s'avère notablement plus faible que celle obtenue par les règles spécifiques rapportées par Balay (1984) :

cas d'un sol en place et de tirants placés sous la profondeur  $l_0^*/3$  :

$$l_0^* = \sqrt[3]{\frac{E_b I}{3E_m}} \quad (12)$$

et :

$$k = \frac{12E_m}{l_0^*} \quad (13)$$

$E_b I$  : produit d'inertie de l'écran pour 1 ml ;  
soit ici  $k = 6\,000$  kN/m<sup>3</sup> au droit de tirants placés sous 6 m de profondeur ;  
ou  $k = 2\,000$  kN/m<sup>3</sup> au droit de tirants proches de la surface. Une approche systématique confirme cette divergence entre les deux approches dans la zone 4. La figure 12 compare ainsi la détermination de  $k$  par les relations (11) et (12) (Balay, 1984) à celle du processus itératif basé sur la relation (10) pour un module  $E_m = 100$  MPa et des valeurs du produit  $E_b I$  couvrant largement l'éventail des valeurs applicables aux parois moulées.

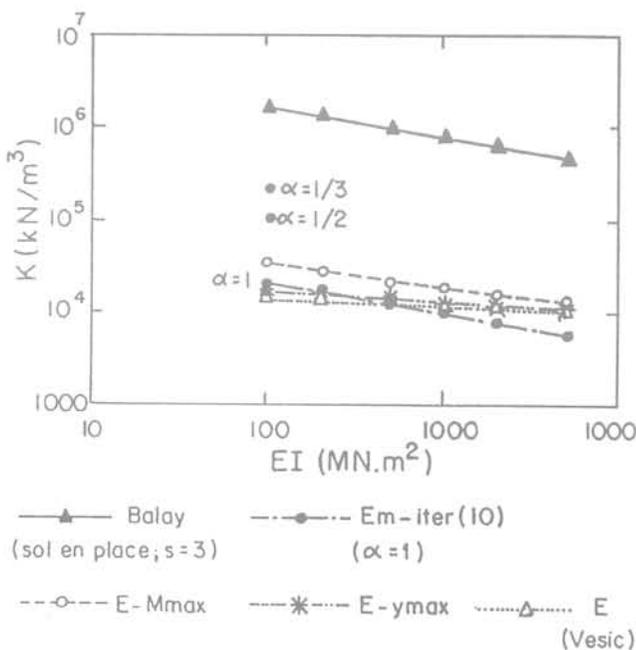


FIG. 12 Zone 4 : Comparaison des estimations de  $k$  obtenues par les recommandations de Balay (1984) à celles obtenues par différents calculs fondés sur l'élasticité.  
Zone 4 : Comparison between the  $k$  value estimated by Balay (1984) and those obtained by various calculations based on elasticity.

Le coefficient rhéologique  $\alpha$  n'intervient que dans la relation (10) (et non la formulation Balay). Avec la valeur  $\alpha = 1$ , le rapport entre  $k$  déduit des recommandations de Balay et celui obtenu de manière itérative est voisin de 100. Il serait réduit à une valeur de l'ordre de 10 avec une valeur  $\alpha = 1/3$ .

Il est intéressant de noter que trois autres calculs fondés sur l'élasticité fournissent des ordres de grandeur comparables au calcul itératif avec  $\alpha = 1$  (en acceptant l'équivalence  $E_{young} = \alpha E_m$ ) :

- a : calcul basé sur la relation (2) établie par Vesic ;
- b et c : calcul de l'interaction poutre-massif élastique fondé sur la solution de Boussinesq du massif isotrope et les conditions de compatibilité à l'interface poutre-massif. Ce calcul établit successivement la déformée et les efforts internes ( $M$ ,  $T$ ) de la poutre et les réactions du massif. Les résultats peuvent ainsi être exploités en cherchant :

- soit le coefficient de proportionnalité entre la réaction et le déplacement  $y_{max}$  au point de chargement -  $k(y_{max})$  : calcul b ;
- soit la valeur  $k$  du modèle à ressorts qui conduirait au même moment fléchissant maximal dans la poutre -  $k(M_{max})$  : calcul c.

Cette convergence observée sur les ordres de grandeur obtenus par des approches distinctes, nous fait considérer avec circonspection les ordres de grandeur plus élevés systématiquement obtenus par les règles LCPC applicables au droit des appuis. La confrontation rapportée par Gigan (1984) du bon accord entre cette règle et les mesures expérimentales concernait, il faut le noter, essentiellement des ouvrages en palplanches dont un placé contre un remblai où la formulation assimilée  $E_m$  et  $E_{young}$  au lieu de la relation  $E_{young} = 3 E_m$  implicitement admise pour les sols en place.

En l'état actuel, une estimation de  $k$  fondée sur une approche itérative de  $l_0$  telle que décrite paraît offrir un domaine de validité plus large que les recommandations correspondantes trouvées dans les règles LCPC.

6

## Conclusion

Il importe de retenir que le coefficient de réaction n'est pas une caractéristique intrinsèque d'un sol qui ne dépendrait que de ses seules propriétés de déformation.

C'est un outil de simplification pour le projeteur dont la finalité est de rechercher et exprimer l'équivalence entre les sollicitations d'une structure considérée sur son massif de fondation lorsqu'elle est soumise à un chargement parfaitement défini (distribution et intensité) et les sollicitations de la même structure chargée lorsqu'elle est supposée placée sur une distribution continue de ressorts indépendants (modèle de Winkler).

Le coefficient de réaction n'est qu'un paramètre qui qualifie l'interaction entre une structure et sa fondation sous un chargement donné. Sa valeur dépend ainsi de la largeur de la zone sollicitée sous la structure, de la rigidité relative de celle-ci par rapport à sa fondation et des conditions aux limites du massif (caractère confiné ou non des déformations).

Une estimation raisonnée du coefficient de réaction est cependant possible si on considère effectivement l'influence de chacun de ces facteurs.

Dans le cas des écrans de soutènement, ceci fait retenir un ensemble de règles cohérentes vis-à-vis de la formulation générale du tassement donnée par Ménard et aptes à prendre en compte la déformabilité propre de l'écran ou l'influence de la surface libre. En dehors des zones d'appuis ponctuels, ces règles reprennent pour l'essentiel les recommandations présentées par le LCPC (Balay, 1984).

Une divergence importante a été relevée dans les zones placées directement au droit d'appuis ponctuels où la formulation des règles LCPC paraît surestimer largement la raideur équivalente du massif. Une détermination itérative de la longueur de transfert  $l_0$  nous paraît offrir un domaine de validité plus large vis-à-vis de l'éventail des rigidités couvert par les soutènements en palplanches ou paroi moulées.

On notera cependant qu'il serait illusoire de rechercher une précision excessive lors du processus itératif décrit. Il suffit de rappeler que, pour l'approche similaire que Terzaghi proposait d'appliquer aux dallages, celui-ci conseillait d'arrêter les itérations dès que l'écart entre les valeurs successives de  $k$  devenait inférieur à 50 %.

L'expérience acquise tant dans le cadre de la conception des soutènements que celui d'expertises ayant à juger de certains déboires, montre que les estimations des efforts internes obtenues en incorporant les valeurs du coefficient de réaction déduites des différentes règles proposées fournissent une appréciation correcte des sollicitations réelles, au plan de la sécurité des ouvrages. Il existe plus d'incertitude quant aux estimations obtenues pour les déplacements. Une meilleure estimation passe nécessairement par une différenciation des valeurs du coefficient de réaction à utiliser aux différentes phases (notamment lors de la première phase où l'écran travaille en console ou lors de la mise en place d'appuis ponctuels éventuels, butons ou tirants). Dans tous les cas, il est recommandé de vérifier par l'examen de la déformée calculée la pertinence des choix implicites qu'expriment les paramètres (a) et (B) des relations (9) et (10). Cette vérification doit permettre de contrôler *a posteriori* l'influence de la rigidité de l'écran quand celle-ci n'est pas directement intégrée lors de l'estimation initiale de  $k$  (à l'inverse du calcul itératif de  $k$  devant les appuis).

Cette attention du projeteur à la vraisemblance des valeurs du coefficient de réaction et leur compatibilité avec la raideur de l'écran, aux conditions aux limites du massif et au type de sollicitations induites à l'interface écran-massif doit être accrue pour tous les ouvrages où des seuils de déformation sont effectivement incorporés au CCTP. Son attention devra également porter dans le cas d'ancrages actifs précontraints aux déformations éventuelles des points de scellement (calcul du soutènement composé par l'ouvrage et ses ancrages en gabion soumis à la poussée des terres) qui modifient la raideur relative des ancrages.

## Bibliographie

Balay – Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction. Note d'information technique, ministère de l'Urbanisme, du Logement et des Transports, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 1984.

Biot A.M. – Bending of an infinite beam on an elastic foundation. *J. Appl. Mechanics*, 4, 1, A1-A7, 1937.

Caquot A., Kérisel J. – Traité de mécanique des sols, 4<sup>e</sup> éd. Gauthier-Villard, 1966.

Gigan J.-P. – Expérimentation d'un rideau en palplanches ancré par tirants actifs. *Bulletin de liaison des Laboratoires des*

*Ponts et Chaussées*, 129, Janv.-Fév. 1984, pp. 5-20.

Ménard L., Bourdon G., Houy A. – Étude expérimentale de l'encastrement d'un rideau en fonction des caractéristiques pressiométriques du sol de fondation. *Sols-Soils* 12, 9 juin 1964.

Ménard L., Bourdon G. – Calcul des rideaux de soutènement. Méthode nouvelle prenant en compte les conditions réelles d'encadrement. *Sols-Soils* 12, mars 1965.

Ménard L. – Règles d'utilisation des techniques pressiométriques, contraintes et déformations dans un pieu soumis à des efforts horizontaux. Notice spéciale n° 2

D/62/69. Documentation « Technique L. Ménard », 1973.

Ménard L., Rousseau – L'évaluation des tassements, tendances nouvelles. *Sols-Soils*, vol. I, n° 1, juin 1962, pp. 13-29.

Schmitt – Étude expérimentale de la sollicitation exercée par le sol sur les ouvrages de soutènement. *Revue française de géotechnique* n° 28, 1984, pp. 27-40.

Terzaghi K. – Evaluation of coefficients of subgrade reaction. *Geotechnique*, 4, 1955, pp. 297-326.

Vesic A.B. – Bending of beams resting on isotropic elastic solid, ASCE. *J. Engineering Mechanics Division*, vol. 87, EM2, avril 1961, pp. 35-53.

## Au sujet de l'article de J. MONNET : Étude théorique de l'équilibre élastoplastique d'un sol pulvérulent autour du pressiomètre (RFG n° 67, 2<sup>e</sup> trimestre 1994)

Michel Gambin

### Discussion

Jacques Monnet peut être félicité pour avoir cherché à améliorer l'interprétation théorique de l'essai pressiométrique dans les sols dilatants. Nous pensons qu'il est bon cependant de commenter les points suivants :

- dans les notations page 4 :

$$(1+n)/(1-N) = \alpha \text{ et non } a ;$$

- pour la détermination de la pression limite conventionnelle à partir de  $u_{a/a'}$ , c'est-à-dire à partir des équations (39) ou (46) selon le nombre de zones plastiques, il faut écrire :

$$u_a = a(\sqrt{2} - 1)$$

et non pas :  $u_a = a/2$

valeur par excès de 18 % de la valeur conventionnelle de  $u_a$  ;

- la comparaison entre la valeur expérimentale ou théorique conventionnelle de la pression limite avec celle qu'on peut déduire de la formule donnée par S. Amar et ses coauteurs du CTRE 4 en 1991 ne nous paraît pas admissible parce que :

a) il s'agit d'une corrélation empirique établie dans le but de déterminer un angle de frottement valable pour un calcul de poussée sur un écran de soutènement à partir de la pression limite mesurée, et non pour être utilisée dans le sens inverse ;

b) dans le texte de 1991 comme dans les documents plus anciens qui la mentionnent (1), (2), cette corrélation est toujours représentée graphiquement avec un intervalle de corrélation de + ou - 2° selon les matériaux en allant des sols secs structurés aux sols noyés à structure lâche, cet intervalle n'ayant semble-t-il pas été pris en compte dans l'étude.

Il n'est donc pas étonnant que dans les tableaux I et II les écarts puissent varier entre plus de 100 % et -50 % entre pression limite expérimentale et « pression limite CTRE 4 ».

1. Menard L. - Détermination de la poussée exercée par un sol sur une paroi de soutènement, brochure D38, Centre d'Études géotechniques de Paris, 1963.

2. Gambin M., Frank R. - The Ménard Pressuremeter, in Foundation Engineering, Presses de l'ENPC, 1982.

# Analyse théorique d'un rideau ancré

**S. BARUSSAUD**

*Ingénieur Conseil,  
Société ESF, BP 56,  
94290 Villeneuve-le-Roi*

## Résumé

Cet article analyse le comportement d'une paroi ancrée à l'aide d'un modèle aux éléments finis.

Les résultats obtenus à l'aide de ce modèle sont discutés et comparés avec les hypothèses de calcul des méthodes classiques.

On montre que l'hypothèse de Winkler, c'est-à-dire la modélisation du sol par un module de réaction, permet de prévoir les efforts dans la paroi, mais nécessite des aménagements pour permettre une prédiction des déplacements.

Enfin, il est montré que l'utilisation d'une transformation de Fourier de l'équation de Winkler permet d'obtenir une définition du module de réaction compatible avec la théorie de l'élasticité du milieu semi-infini.

# Theoretical analysis of a tied back wall

## Abstract

This paper analyses the behavior of a tied back wall by mean of a finite element model.

The results obtained are discussed and compared to the assumptions on which classical methods of desining are based. It is shown that the Winkler Hypothesis of subgrade reaction modulus may be used to predict stresses in the wall but need to be modified in order to predict wall displacements.

Finally it is shown that using Fourier's transform of the Winkler equation allows to define a subgrade reaction modulus according to the theory of an elastic half-space.

B	: largeur de la paroi
C	: cohésion du sol
$E_p$	: module d'Young de la paroi
$E_s$	: module d'Young du sol
F	: force horizontale
$g(z)$	: déplacement du sol
$G(f)$	: transformée de Fourier de $g$
f	: inverse d'une longueur
$f_0$	: valeur de référence de f
h	: hauteur de la paroi
$I_p$	: inertie de la paroi
K	: module de réaction
$l_0$ and $l_0^*$	: longueur de référence
$M(z)$	: moment fléchissant
$p(z)$	: pression de contact horizontale
$y(z)$	: déplacement de la paroi
$Y(f)$	: transformée de Fourier de $y$
z	: coordonnée de profondeur
$\alpha$	: coefficient sans dimension
$\varphi$	: angle de frottement interne du sol
$\lambda$ et $\mu$	: coefficients sans dimension
$\gamma_s$	: poids spécifique du sol
$\gamma_p$	: poids spécifique de la paroi
$\sigma_h$	: contrainte horizontale
$\sigma_v$	: contrainte verticale
$\nu$	: coefficient de Poisson
$\Pi$	: transformée de Fourier de $p(z)$
$\Omega$	: transformée de Fourier de $M(z)$

## Introduction

Les méthodes de calcul des rideaux ancrés peuvent être classées en trois catégories :

a) les méthodes aux états-limites de plastification fondées sur les distributions de contraintes du type Rankine ou Coulomb ;

b) l'approche de Winkler qui représente le sol par des ressorts indépendants (méthodes au module de réaction) ;

c) la méthode des éléments finis qui permet de représenter le massif de sol dans son ensemble ainsi que le soutènement qui lui est associé.

Le but de cet article est d'examiner quelques-unes des hypothèses sur lesquelles reposent ces méthodes et, en particulier, l'hypothèse du module de réaction.

Les résultats sur lesquels s'appuient les développements ci-après sont tirés d'un modèle utilisant les éléments finis pour simuler une paroi ancrée par un lit de tirants précontraints.

Le comportement de la paroi et des tirants est purement élastique tandis que le sol est élasto-plastique avec un critère de rupture type Mohr-Coulomb.

Quatre phases de travaux ont été simulées :

- **Phase 1** : Le sol est horizontal à la cote 21. Une paroi moulée est mise en place sans modification de l'état de contrainte.

- **Phase 2** : A l'aval de la paroi, le terrain est excavé jusqu'à la cote 17.

- **Phase 3** : Mise en place et précontrainte des tirants.

- **Phase 4** : L'excavation est poursuivie jusqu'à la cote 10,5.

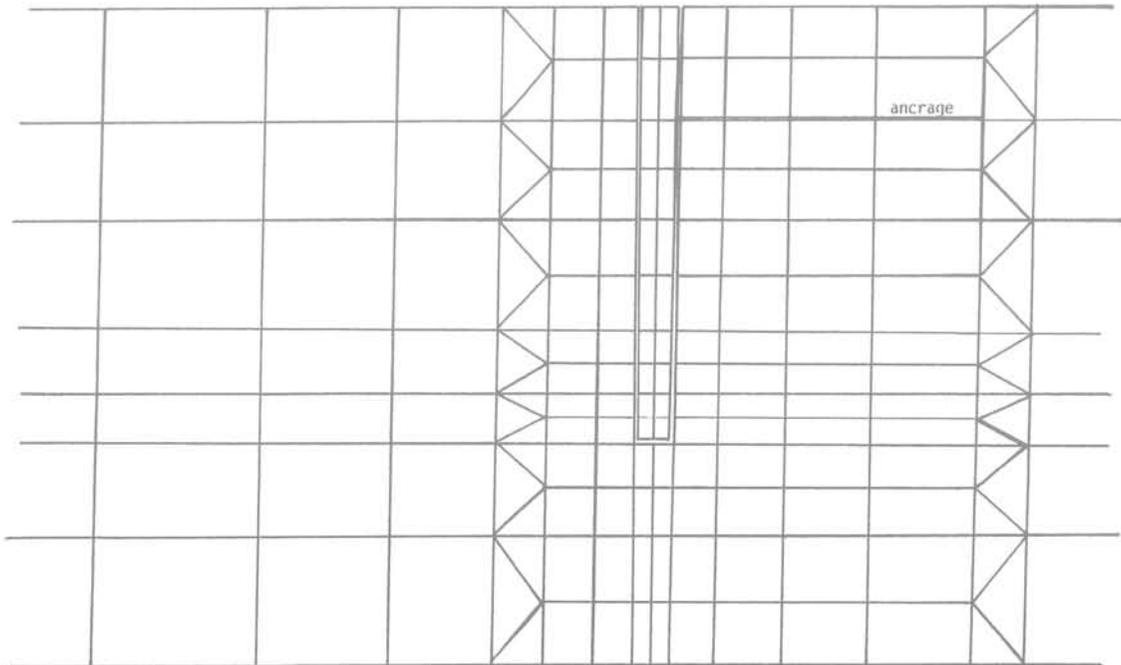


FIG. 1 Détail du modèle aux éléments finis.  
Detail of the finite element model.

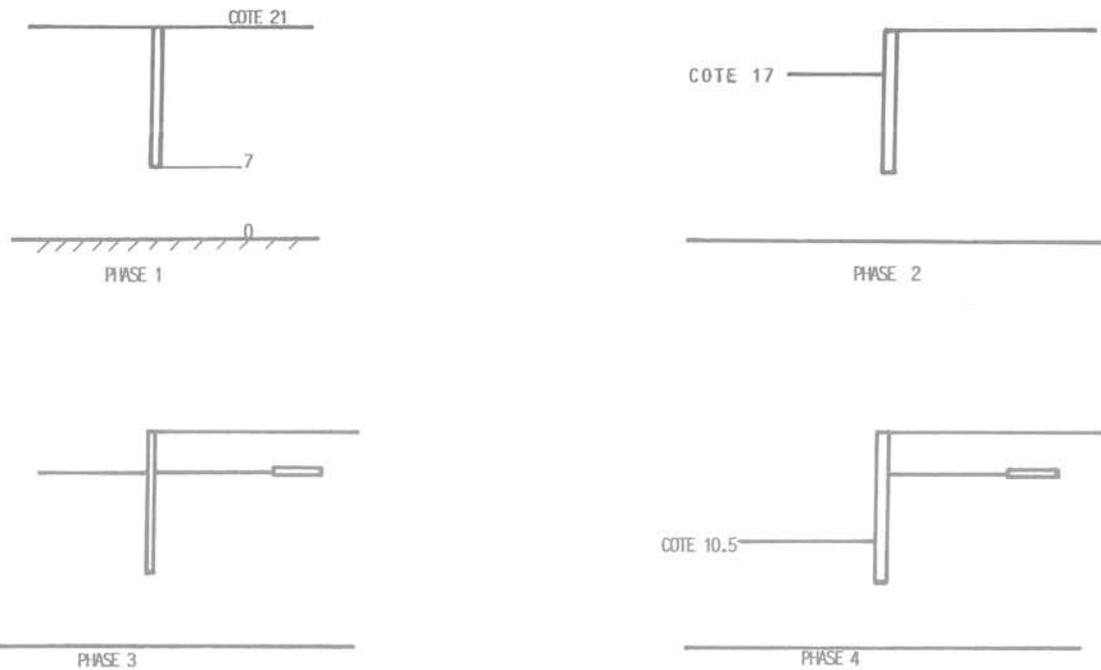


FIG. 2 Phasage des terrassements.  
Steps of construction sequence.

Les différents cas étudiés sont regroupés dans le tableau I.

Test de référence T 100 :

Valeurs des paramètres :

- sol :  $E_s = 10^4$  kPa  $\nu = 0,33$   $\gamma_s = 20$  kN/m<sup>3</sup>
- paroi : B = 1 m h = 14 m
- $E_p = 2.10^7$  kPa  $\nu = 0,33$   $\gamma_p = 23$  kN/m<sup>3</sup>

Tirant en acier : Module d'Young  $E = 2,2.10^8$  kPa

Surface relative d'acier :  $2.10^{-3}$  m<sup>2</sup>/m

Précontrainte : F = 200 kN/m

Contact sol/paroi rugueux

2

## Résultats du modèle aux éléments finis

Parmi les résultats obtenus lors de chacune des phases, on s'intéressera plus particulièrement aux paramètres suivants :

- déplacement du mur ;
- pression de contact contre la paroi ;
- moments fléchissants dans la paroi ;
- extension des zones plastifiées dans le sol.

TABLEAU I Cas étudiés.

Test n°	Largeur du modèle (m)	Type de contact*	F	Autres paramètres
000	60	Rugueux	non ancré	$E_p = E_s$ (pas de paroi)
001	60	Rugueux	non ancré	
100	60	Rugueux	200	Test de référence
101	60	Rugueux	400	-
103	60	Rugueux	800	-
110	100	Rugueux	200	-
200	100	Rugueux	non ancré	$E_p = E_s$ (pas de paroi)
201	100	Lisse	non ancré	$E_p = 10^6$
202	100	Lisse	200	
210	100	Lisse	200	
211	100	Lisse	200	] Zone d'ancrage modifiée
212	100	Lisse	200	] ]
310	100	Rugueux	200	] Critère de plasticité de Coulomb : $C = 0$ $\phi = 35^\circ$
311	100	Lisse	200	] ]

## Déplacements du mur

L'influence des limites latérales du modèle a été étudiée à l'aide des modèles T100 et T110 dont les dimensions horizontales sont respectivement de 60 et de 100 m (Tab. I).

Les écarts obtenus pour les déplacements sont regroupés dans le tableau II.

L'accroissement des dimensions du modèle a une influence notable sur les déplacements de la paroi lors des phases d'excavation.

En revanche, les déplacements associés à la mise en tension des tirants semblent indépendants de la taille du modèle.

**TABEAU II** Déplacement horizontal de la paroi (en mm) Influence de la taille du modèle.

	T100	T110	Différence
<b>Phase 2</b>			
Tête	10,7	14,3	3,6
Pied	26,1	28,9	2,8
<b>Phase 3</b>			
Tête	4,2	7,9	3,7
Pied	26,6	29,4	2,8
<b>Phase 4</b>			
Tête	29,2	36,7	7,5
Pied	60,3	62,8	2,5

Le type de contact entre le sol et la paroi (contact rugueux ou contact lisse) influence grandement les déplacements horizontaux ainsi que la prise en compte de la plastification du sol (Fig. 3).

## Pressions de contact sol/paroi

Les pressions de contact semblent pratiquement indépendantes des dimensions du modèle. En

revanche, le type de contact (lisse ou rugueux) est très important, en particulier, juste en dessous du fond de fouille (Fig. 4).

## Moments fléchissants

Les dimensions du modèle sont sans influence sur les moments fléchissants de la paroi.

Pour un sol purement élastique (T110 et T210), on constate que les moments fléchissants sont nettement plus élevés pour un contact lisse sol/paroi que pour un contact rugueux.

Cependant, la plastification du sol (T310 et T311) tend à réduire ces différences (Fig. 5).

## Plastification du sol

Avec le même critère de Mohr-Coulomb ( $C = 0$  et  $\phi = 35^\circ$ ), on observe que les zones plastifiées sont nettement plus étendues dans le cas d'un contact lisse que dans celui d'un contact rugueux.

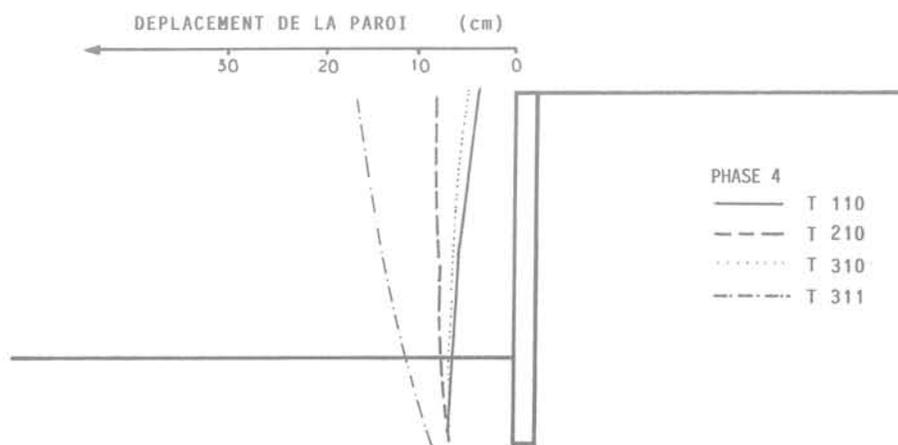
Les zones plastifiées s'étendent principalement devant la paroi, sous le fond de fouille et à l'arrière de la zone d'ancrage. L'état de poussée  $K_a$  n'est pas atteint à l'arrière du mur (Fig. 6).

## Relation entre moments fléchissants et rigidité

La rigidité de la paroi est définie par le terme  $E_p I_p / E_s$  dans lequel  $E_p$  est le module d'Young de la paroi et  $I_p$  son inertie.  $E_s$  est le module d'Young du sol.

A partir d'un modèle simulant une paroi soumise à des efforts horizontaux en tête, on obtient la relation suivante :

$$M_{\max} = \lambda F (E_p I_p / E_s)^{1/3} \quad (1)$$



**FIG. 3** Déplacements de la paroi. Wall displacements.

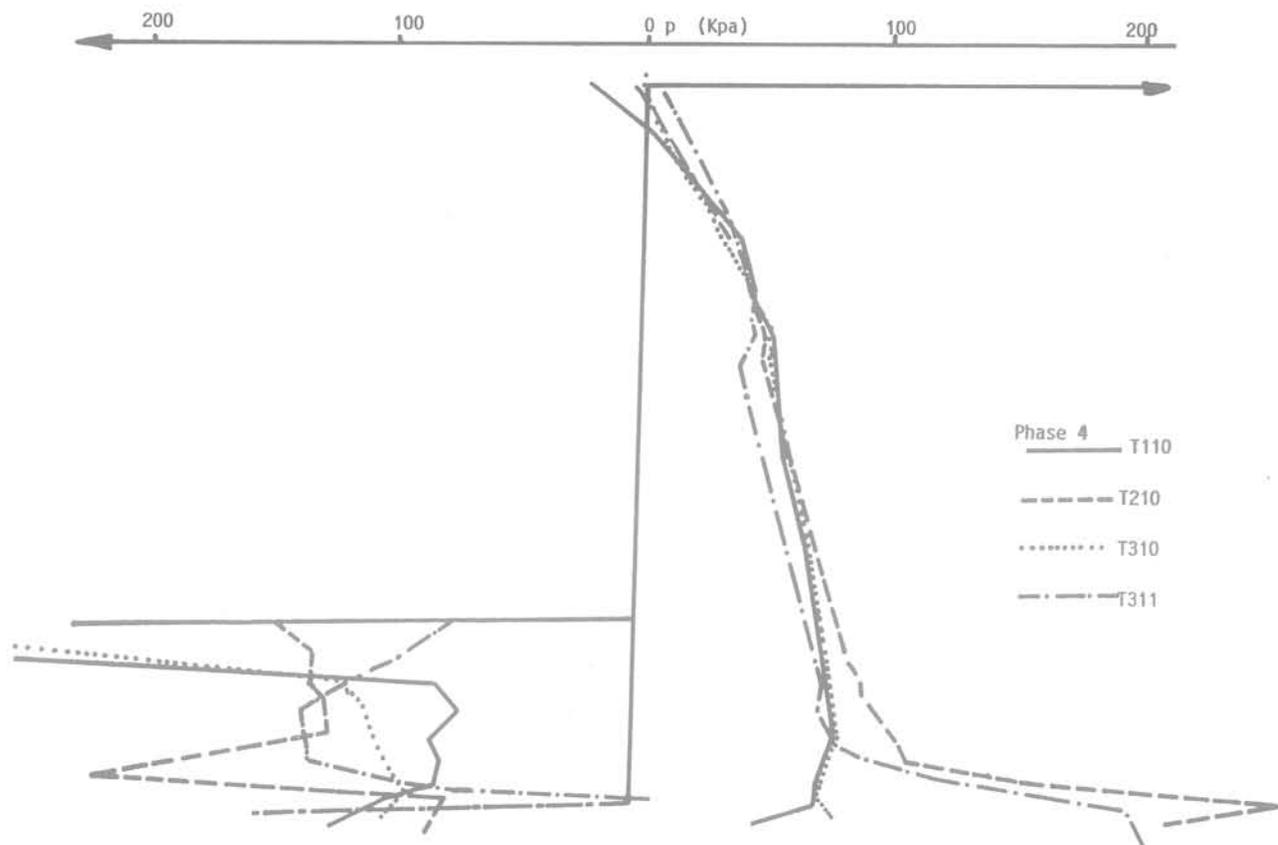


FIG. 4 Pressions de contact.  
Contact pressures.

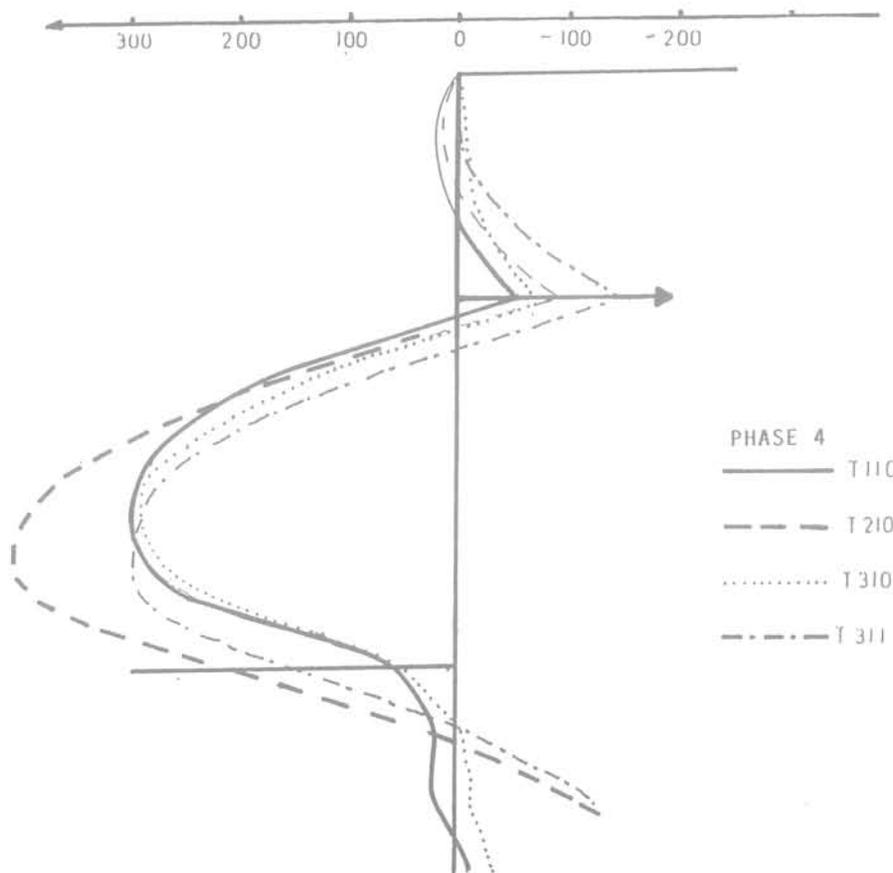


FIG. 5 Moments fléchissants.  
Bending moments.

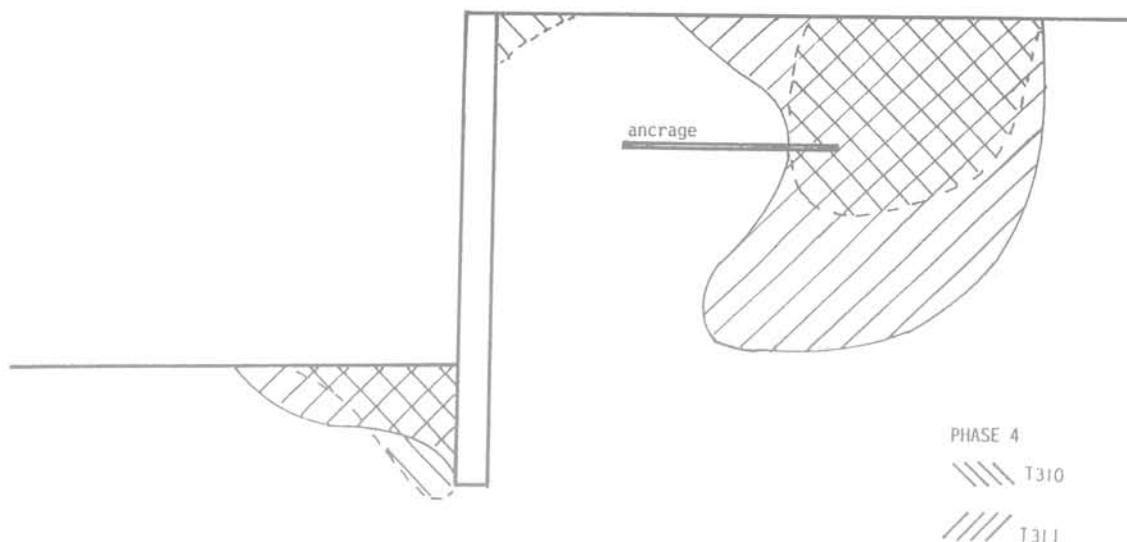


FIG. 6 Zone de sol plastifiée.  
Zones of plastified soil.

dans laquelle :

- $M_{\max}$  est le moment fléchissant maximal,
- $F$ , la force horizontale appliquée en tête de la paroi, et
- $\lambda$ , un facteur sans dimension.

Le terme  $((E_p I_p / E_s)^{1/3})$  a la dimension d'une longueur dans un modèle bidimensionnel et il est noté  $l_0$  :

$$l_0 = (E_p I_p / E_s)^{1/3} \quad (2)$$

L'équation de Winkler s'écrit :

$$\frac{\partial^4 y}{\partial z^4} - \frac{K}{E_p I_p} y = 0 \quad (3)$$

dans laquelle :

- $K$  est le module de réaction,
- $y$ , le déplacement horizontal et,
- $z$ , la profondeur.

La solution se réduit, dans le cas d'une paroi infiniment profonde à :

$$y : C_1 \sin z/l_0^* e^{-z/l_0^*} + C_2 \cos z/l_0^* e^{-z/l_0^*}$$

dans laquelle

$$l_0^* = \left( \frac{4E_p I_p}{K} \right)^{1/4} \quad (4)$$

Le moment fléchissant maximal, dans le cas d'une paroi soumise à un effort horizontal en tête est donné par :

$$M_{\max} = F l_0^* \frac{e^{-\pi/4}}{\sqrt{2}} \quad (5)$$

A partir des équations (1) et (5), on peut définir  $K$  de telle sorte que  $l_0 = l_0^*$ .

On en déduit :

$$K = \mu_r E_s / l_0 \quad (6)$$

ce qui signifie que le module de réaction dépend de la rigidité de la paroi dans le cas où celle-ci est relativement souple.

Pour une paroi infiniment rigide, on obtient de même :

$$K = \mu_r E_s / h \quad (7)$$

$\mu_r$  et  $\mu_r$  sont des coefficients sans dimension.

L'équation 7 est semblable à celle présentée par Terzaghi (2).

### 3.1

## Validité de l'hypothèse de Winkler

La concordance entre les moments fléchissants calculés selon la méthode du module de réaction et ceux obtenus par le modèle d'éléments finis ne signifie pas que l'hypothèse de Winkler soit pertinente.

D'une manière générale, il n'y a pas proportionnalité entre les déplacements et les pressions obtenues par le modèle aux éléments finis, excepté dans la phase de mise en tension des tirants (phase 3).

On peut observer au contraire que lors des phases de terrassements (phases 2 et 4), les déplacements dépendent des conditions aux limites alors que les pressions de contact sont indépendantes de celles-ci.

Les pressions de contact sol/paroi sont seulement associées à la courbure de la paroi et il est nécessaire, soit de dissocier « le déplacement d'ensemble » du mur de la « déformation propre », soit d'utiliser le concept du déplacement relatif.

### 3.2

## Méthode du déplacement relatif

Les principes de cette méthode ont été présentés par Marche [1] pour des pieux soumis à des déplacements horizontaux de sol, en raison de remblaiements sur des terrains compressibles par exemple.

La relation entre pression de contact et déplacement relatif peut s'écrire :

$$p(z) = K (y(z) - g(z)) \quad (8)$$

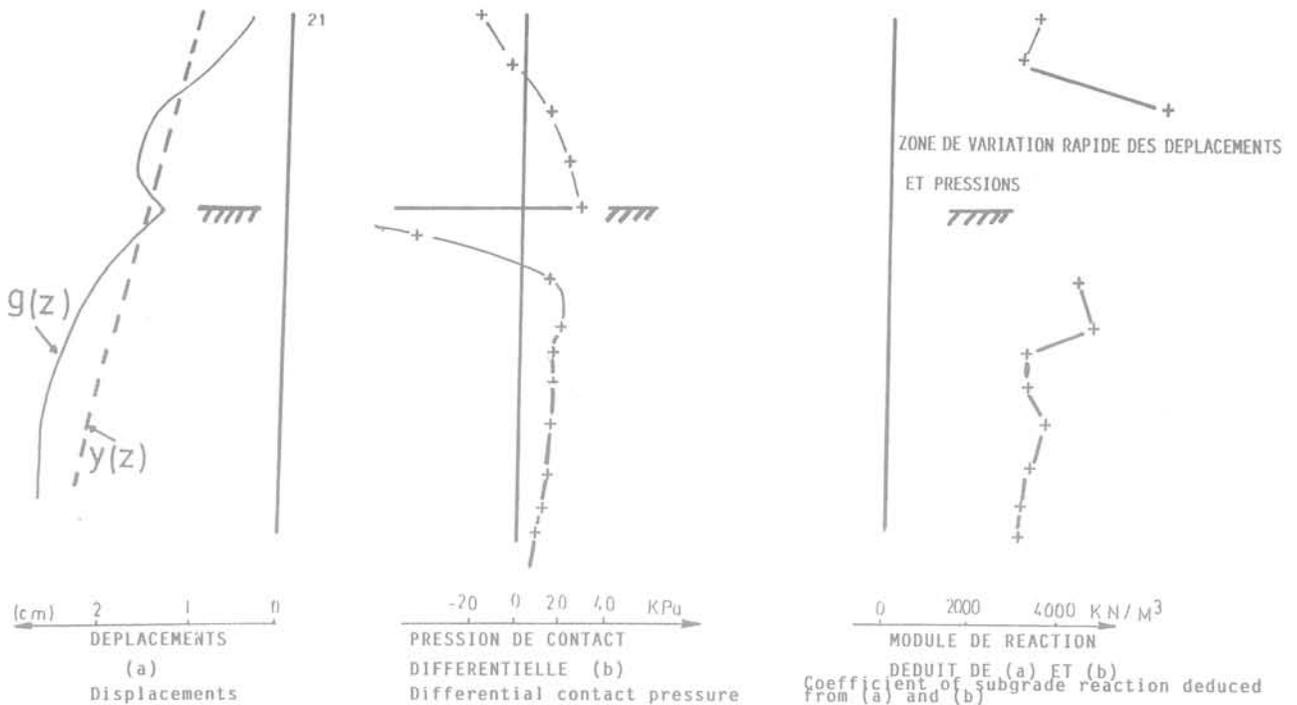


FIG. 7 Module de réaction. T 001/Phase 2.  
Coefficient of subgrade reaction.

dans laquelle :

- $p(z)$  est la pression horizontale,
- $y(z)$ , la déformation de la paroi, et
- $g(z)$ , la déformation du sol en l'absence de paroi.

L'équation de Winkler devient :

$$\frac{\partial^4 y}{\partial z^4} - \frac{K}{E_p I_p} (y - g) = 0 \quad (9)$$

A l'aide des résultats des modèles T000 et T001, on a pu obtenir une vérification de l'équation (8). Les valeurs de  $K$  ainsi trouvées sont en accord avec celles issues de l'analyse des moments fléchissants (Fig. 7).

### 3.3

## Formulation analytique du module de réaction

Parmi les solutions analytiques connues qui concernent les contraintes et déplacements à la surface d'un massif semi-infini ; il en est une, d'une importance particulière pour l'étude du module de réaction. Il s'agit de la distribution :  $\sigma_x = \sigma_0 \cos \omega z$  (Fig. 8).

Les équations complètes décrivant les contraintes et déplacements à l'intérieur du massif élastique sont données en annexe 1.

Le point essentiel est que cette distribution de contrainte provoque en surface du massif une déformation proportionnelle en tout point à la contrainte.

Dans ces conditions, il est légitime d'écrire :

$$K = \frac{\sigma_x}{U_x} = \frac{E_s \omega}{\alpha} = \frac{E_s 2\pi f}{\alpha} \quad (10)$$

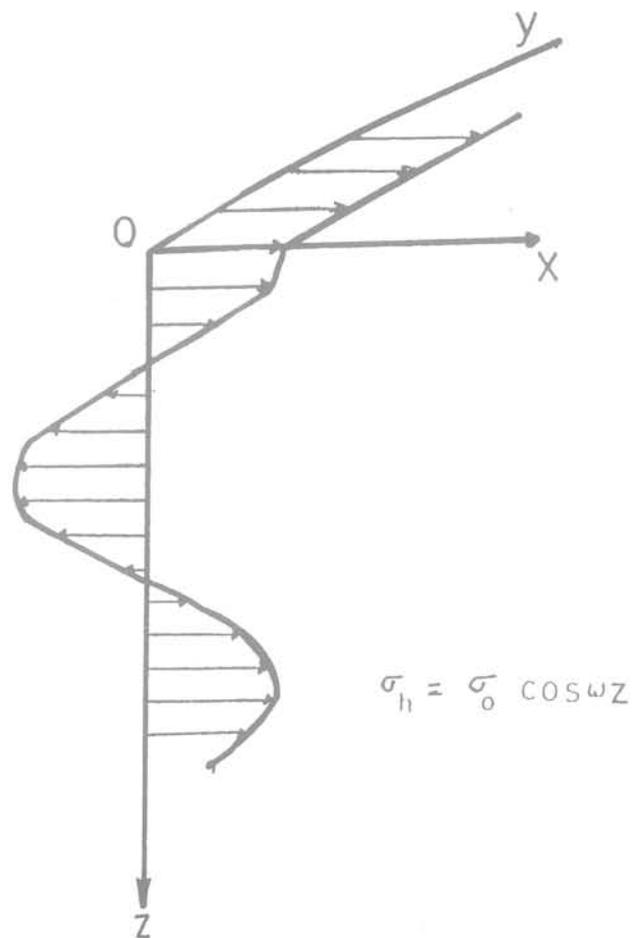


FIG. 8 Milieu élastique semi-infini, soumis à un chargement sinusoïdal.  
Elastic halfspace loaded by a cosine like pressure distribution.

- $\alpha$ , est un coefficient sans dimension donné dans le tableau III,
- $f$ , est l'inverse d'une longueur.

TABLEAU III Valeur de  $\alpha$ .

Coefficient de Poisson	Type de contact	
	Lisse	Rugueux
$\nu = 0,3$	1,82	1,67
$\nu = 0,5$	1,50	1,50

A chaque valeur de  $f$  est associé un module de réaction  $K(f)$  qui lui est proportionnel.

Par transformation de Fourier, l'équation (9) peut s'écrire :

$$(2\pi f)^4 Y + (Y - G) \frac{2\pi f E_s}{\alpha E_p I_p} = 0 \quad (11)$$

formule dans laquelle  $Y(f)$  et  $G(f)$  représentent les transformées de Fourier des fonctions  $y(z)$  et  $g(z)$ .

D'après la définition de  $l_0$  (eq2) :

$$(2\pi f)^3 Y + (Y - G) \frac{1}{\alpha l_0^3} = 0 \quad (12)$$

en posant :

$$f_0 = \frac{1}{2\pi l_0 \alpha^{1/3}} \quad (13)$$

on obtient :

$$Y = G \Delta d$$

avec

$$\Delta d = \frac{1}{1 + (f / f_0)^3} \quad (14)$$

on obtient de même les transformées de Fourier  $\Pi(f)$  des contraintes  $p(z)$ , ainsi que celles  $\Omega(f)$  des moments fléchissants.

$$\Pi(f) = G \left[ \frac{-2\pi E_s f_0}{\alpha} \right] \Delta p \quad \text{avec} \quad \Delta p = \frac{(f / f_0)^4}{1 + (f / f_0)^3}$$

$$\Omega(f) = G \left[ \frac{E_s}{2f_0} \right] \Delta m \quad \text{avec} \quad \Delta m = \frac{(f / f_0)^2}{1 + (f / f_0)^3}$$

Les opérateurs  $\Delta d$ ,  $\Delta p$  et  $\Delta m$  ont été représentés en fonction de  $f/f_0$  sur la figure 9.

On observe que  $\Delta d$  est proche de 1 pour les faibles valeurs de  $f$ . C'est-à-dire que le déplacement  $y$  est essentiellement donné par la forme générale de la courbe  $g$ . En revanche,  $\Delta p$  croît rapidement avec  $f$ , c'est-à-dire que les points anguleux de  $g$  produiront des pressions de contact très grandes sur la paroi. Les moments fléchissants (opérateur  $\Delta m$ ) sont essentiellement influencés par les valeurs de  $f$  comprises entre  $f_0/5$  et  $5f_0$ .

A titre d'exemple, les transformées de Fourier des pressions de contact et des moments fléchissants sont présentés sur la figure 10 pour le modèle 201, phase 4.

Les moments obtenus par double intégration des pressions de contact (c'est-à-dire en divisant  $\Pi$  par  $-2\pi f^2$ ) sont proches de ceux fournis directement par le modèle.

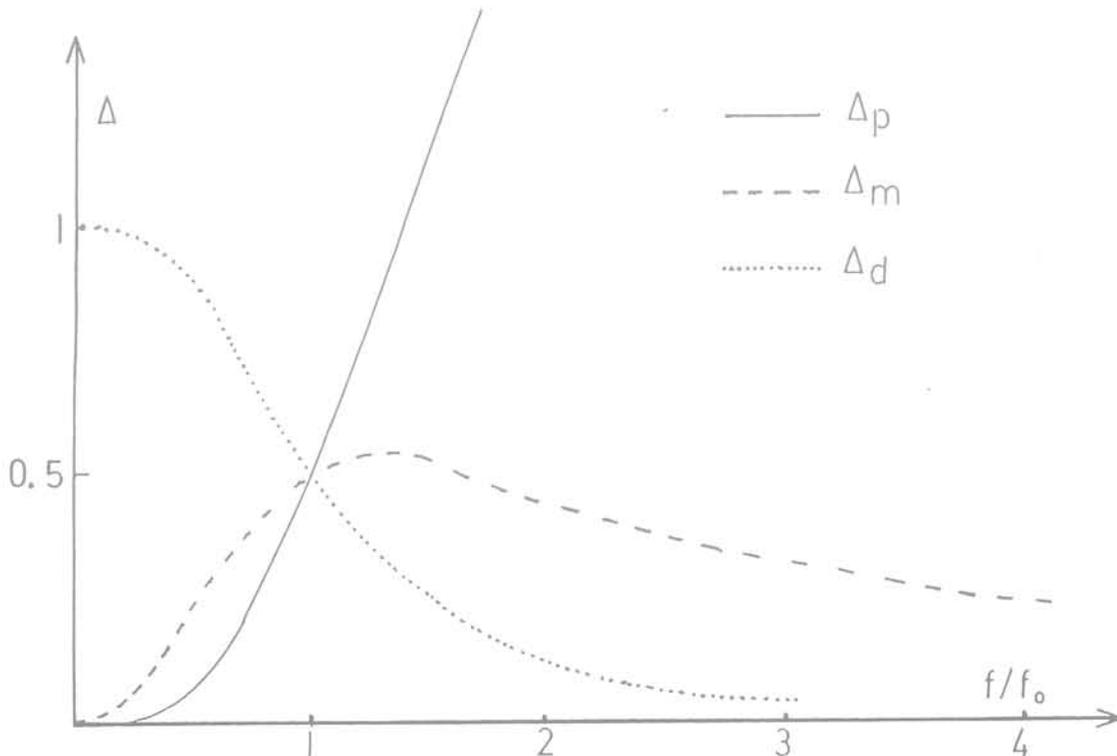


FIG. 9 Facteurs de déplacements. Moments fléchissants et pressions de contact. Factors of displacements. Bending moments and contact pressure.

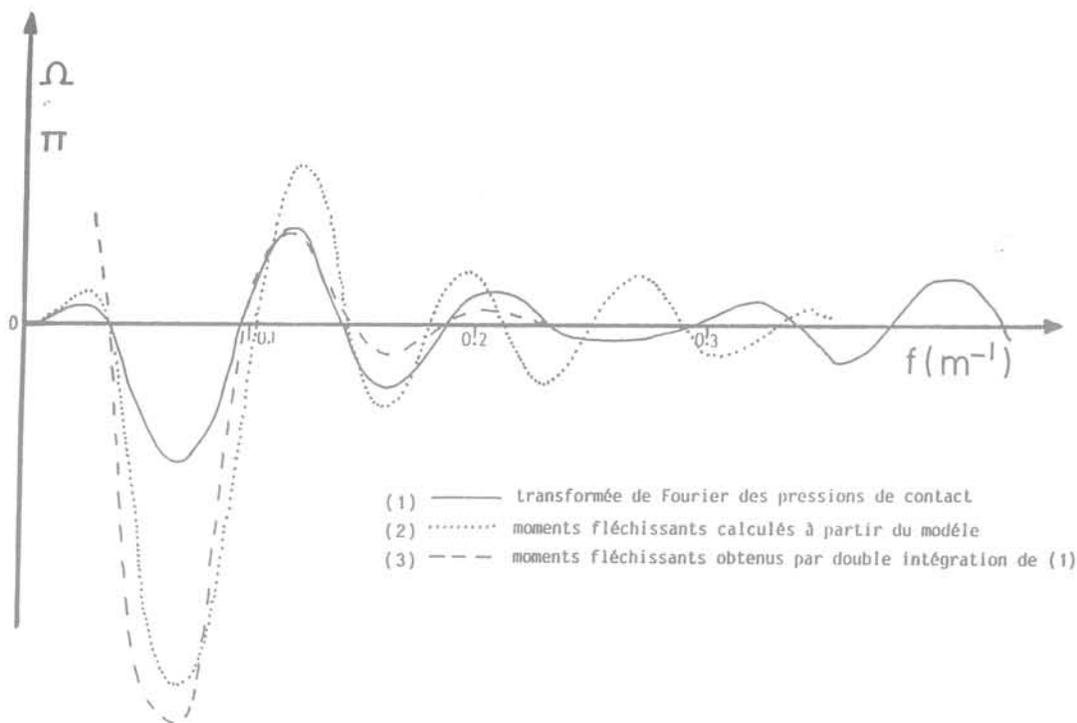


FIG. 10 Transformée de Fourier des pressions de contact et des moments fléchissants (T201/Phase 4).  
Fourier's transform of contact pressures and bending moments.

### 3.4

## Plastification du sol

La figure 6 qui présentait les zones plastifiées montrait que derrière la paroi, l'équilibre limite de poussée n'était pas atteint.

En se référant aux équations d'équilibres d'une charge de type sinusoidal (annexe 1) on peut montrer que la contrainte déviatorique  $D$  :

$$D^2 = \frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_z)^2 + \tau^2 xy$$

atteint un maximum pour  $x = \frac{1}{\omega}$  et qu'elle est nulle au contact de la paroi ( $x = 0$ ), pour un contact sol/paroi lisse.

On peut en conclure que non seulement il n'y a pas de relation entre le maximum de pression de contact et le début de plastification du sol, mais que cette plastification ne se produit pas nécessairement au contact de la paroi.

### 4

## Conclusion

La comparaison de deux méthodes de calcul sur un cas particulier ne peut prétendre à une complète généralité. Cependant, l'étude paramétrique d'une paroi ancrée à l'aide d'un modèle aux éléments finis a permis de dégager quelques points essentiels : les déplacements de la paroi sont liés aux limites du modèle et au

type de contact sol/paroi. Les efforts dans la paroi, ainsi que les pressions de contact, sont en revanche indépendants des limites du modèle.

L'utilisation de la notion de module de réaction est cependant possible sous certaines conditions : on peut, par exemple, appliquer la notion de module de réaction au déplacement relatif sol/paroi afin de déterminer à la fois les efforts dans la paroi et les déplacements.

Enfin, l'utilisation de la transformation de Fourier permet de donner une base théorique à la notion de module de réaction. Il apparaît cependant que ce module dépend des dimensions de la paroi et de la souplesse relative de la paroi par rapport au sol.

L'apparition de zones de plasticité, côté poussée, n'est pas exactement conforme au schéma classique.

Non seulement la contrainte verticale n'est pas égale au poids des terres, mais le déviateur maximal n'apparaît pas au contact de la paroi. Il semble, de plus, qu'il n'y a pas de relation directe entre la pression de contact et le déviateur maximal.

## Bibliographie

- Marche - Sollicitations en flexion des pieux par les couches qu'ils traversent, Ph. D. Thesis, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 1974.  
Terzaghi K. - Evaluation of coefficients of subgrade reaction, *Geotechnique* 5, n° 4, pp. 297-326, 1955.

## Annexe

### A.1 Contraintes et déplacements dans un milieu élastique semi-infini produits par un chargement sinusoïdal

La distribution de pression est :

$$\sigma_h = \text{Cos } \omega z \cdot \sigma_0 \quad (\text{Fig.8})$$

#### Contact lisse

Pour un contact lisse :  $\tau_{xz} = 0$  pour  $x = 0$  quelle que soit la profondeur.

Les contraintes sont les suivantes :

$$\sigma_z = \text{cos } \omega z (e^{-\omega x} - \omega x e^{-\omega x}) \sigma_0$$

$$\sigma_x = \text{cos } \omega z (e^{-\omega x} + \omega x e^{-\omega x}) \sigma_0$$

$$\tau_{xz} = \text{sin } \omega z (-\omega x e^{-\omega x}) \sigma_0$$

Les déplacements sont donnés par :

$$U_x = \text{cos } \omega z e^{-\omega x} \left[ 2 \frac{(1-\nu^2)}{\omega E_s} \right] \sigma_0$$

$$U_z = \text{sin } \omega z e^{-\omega x} \left[ \frac{(1-\nu - 2\nu^2 - (1+\nu)\omega x)}{\omega E_s} \right] \sigma_0$$

#### Contact rugueux

$$U_z = 0 \text{ pour } x = 0$$

En notant  $\xi = 1/2 (1 - \nu)$  on obtient pour les contraintes :

$$\sigma_z = \text{cos } \omega z \left[ (2\xi - 1) e^{-\omega x} - \xi \omega x e^{-\omega x} \right] \sigma_0$$

$$\sigma_x = \text{cos } \omega z \left[ e^{-\omega x} + \xi \omega x e^{-\omega x} \right] \sigma_0$$

$$\tau_{xz} = \text{sin } \omega z \left[ (1 - \xi) e^{-\omega x} + \xi \omega x e^{-\omega x} \right] \sigma_0$$

Le déplacement est :

$$U_x = \text{cos } \omega z \frac{(3 - 4\nu^2 + \nu)}{2(1 - \nu) \omega E_s} \sigma_0$$

# Écrans de soutènement Interaction sol-structure, à propos de la méthode des modules de réaction

**P. VEZOLE**

*Société Auxiliaire  
d'Entreprises*  
143, avenue de Verdun  
92442 Issy-les-Moulineaux  
cedex

## Résumé

La méthode des coefficients de réaction repose sur l'hypothèse de proportionnalité entre les incréments de pression et les incréments de déplacement le long de la surface d'appui d'une structure. Cette méthode ne peut donc pas, sauf cas particulier, conduire à une modélisation réaliste de l'interaction sol-structure, et la crédibilité qui lui est souvent accordée pour les écrans de soutènement est totalement injustifiée. Il est urgent de développer des entrées, sorties, et commandes spécialisées simplifiant l'utilisation de codes d'application de la méthode des éléments finis ou de la méthode des différences finies pour l'étude des projets courants de soutènement, les codes généraux restant disponibles pour l'étude de cas complexes.

## Retaining walls Ground – Structure interaction about the reaction coefficients method

## Abstract

The reaction coefficients method rests on the hypothesis that proportionality exists between pressure increments and displacement increments along the structure support surface. This method thus cannot, except for specific case, lead to a realistic modelisation of the ground/structure interaction. The credit often attributed to it for the retaining walls is completely unjustified. It is urgent to develop entries, exits and special orders which would simplify the use of the application codes of the finite elements or the finite differences analysis method to design simple retaining walls, the general codes being still available for the more complex cases.

A force d'utiliser un outil, l'esprit critique s'émousse et, compte tenu des services rendus, on oublie les imperfections de cet outil et on lui prête des qualités qu'il n'a pas.

Le présent article peut être perçu comme étant quelque peu provocateur ou, parfois même, outrancier. Mais la situation nécessite sans doute une prise de position catégorique, car les dérives sont graves :

- Il est fort décevant de constater que des efforts importants sont consentis pour perfectionner la « Méthode des Coefficients de Réaction », dépourvue de toute base scientifique, alors que des approches beaucoup plus réalistes sont l'objet de beaucoup moins d'attentions.
- Cette méthode est utilisée par des gens peu avertis des subtilités de la mécanique des sols, et qui accordent une confiance aveugle à des logiciels qui sont perçus comme des références ; ce n'est d'ailleurs pas de leur faute « s'ils y croient », puisque diverses publications récentes, jusque dans la *RFG*, présentent des « raffinements » de la Méthode, lui conférant d'après les auteurs un réalisme satisfaisant...
- La méthode est utilisée sans grande précaution pour les écrans de soutènement, qui nous préoccupent aujourd'hui, mais aussi pour les dallages, les radiers, les réservoirs, les chaussées, les ouvrages sous remblai, les ponts-cadres, etc., et ceci sur la base d'essais dont la représentativité est souvent discutable (l'essai de plaque, pour ne citer que lui, est mis en œuvre dans des conditions souvent scabreuses ; mais, lui non plus, n'est pas l'objet de mises en garde pourtant indispensables !).

La situation me paraît assez grave pour que la mise en cause exposée ici soit sans nuance.

### Vocabulaire

Dans le contexte de rigueur de vocabulaire pour la normalisation française ou européenne, il faut signaler qu'il convient de parler de **coefficient de réaction** et non de **module de réaction**.

Un abus de langage est sans doute pour quelque chose dans les incompréhensions que l'on constate aujourd'hui entre les gens de structures et les gens de sols : la notion de **poutre sur appui continu élastique** est confondue avec celle de **poutre sur massif élastique**.

## 1 Évolution des modèles

Il semblerait que l'évolution des modèles d'interaction sol-structure pour les radiers ait précédé celle concernant les autres ouvrages.

Le premier schéma de calcul est une réaction uniformément répartie (Fig. 1.a).

On perçoit intuitivement que la souplesse relative du radier conduit à une répartition des réactions tout à fait différente, avec sans doute une concentration de contraintes au voisinage immédiat des points d'appui de la structure. Deux schémas sont alors en concurrence : le « faux-radier » et le « radier sur appui continu élastique ».

Dans le cas du faux-radier (Fig. 1.b), l'arbitraire du choix de la répartition des pressions à l'interface est évident, et gênant. Bien des ouvrages, justifiés sur cette base, ont donné et donnent encore satisfaction.

Dans le cas de l'appui continu élastique (Fig. 1.c), l'arbitraire n'est perçu qu'à propos du choix du coefficient de réaction, et il est masqué par de très jolis développements analytiques et la faible sensibilité des résultats à la valeur choisie pour le coefficient. Il est sidérant de constater, lorsqu'on interroge un projecteur de structures, de haut niveau, qu'il est souvent convaincu que la seule erreur apportée par le modèle est l'assimilation du sol à un matériau élastique !

Lorsque les moyens de calcul puissants se sont généralisés, le réflexe a été de se débarrasser des calculs fastidieux induits par la méthode des coefficients de réaction, au lieu de s'efforcer de mettre au point un modèle plus réaliste. Et on en a généralisé l'utilisation pour la modélisation de la plupart des cas d'interaction sol-structure. Et pour faire bon poids, on a rajouté une couche de vernis pseudo-scientifique en qualifiant d'élastoplasticité l'introduction de limites de type coefficient de poussée ou de butée (éléments indispensables pour que le modèle appliqué aux soutènements ne devienne pas trop dangereux en matière de stabilité) : les limites introduites pour les ressorts ne relèvent nullement de l'élastoplasticité, et elles n'ont en pratique pas beaucoup plus de sens physique que les coefficients de réaction !

Ce modèle a pu, dans divers cas, conduire à des prévisions acceptables, ce qui lui confère une crédibilité, que l'on généralise abusivement trop souvent, sans se douter que la crédibilité n'est autre que celle de constructions à l'identique, avec calage du modèle sur

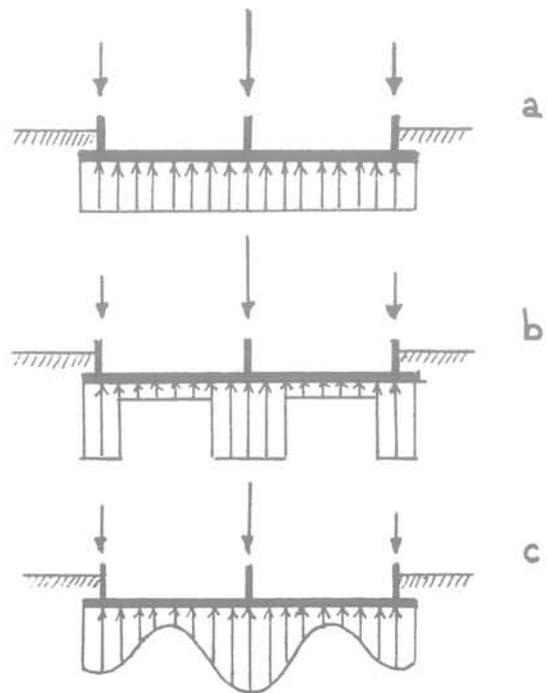


FIG. 1 Valeurs de calcul des pressions sous un radier. Design pressure loads for a raft.

un cas très voisin, et découle aussi de la ductilité du matériau de construction.

La raison principale du fonctionnement satisfaisant des ouvrages dimensionnés par l'une quelconque des approches « simplifiées » est très probablement l'évolution importante de la répartition de l'interaction qui découle de la moindre amorce de rotule plastique au sein de la structure. Dans le cas, par exemple, d'une semelle de fondation, la méthode des bielles donne satisfaction, en étant basée sur une répartition uniforme de la pression, et on ne peut retrouver des répartitions de pression globalement comparables qu'en tenant compte d'un phénomène d'adaptation correspondant à une fissuration modeste. Plus que la représentativité de la répartition des pressions, la condition du succès en matière de résistance est la ductilité de la structure. Mais cette condition n'est pas toujours suffisante.

Il n'est pas sans intérêt de relire le manuel *Mécanique des sols appliquée*, de Terzaghi et Peck, à propos du modèle objet des présentes critiques. On rencontre d'abord des mises en garde sans nuance :

« Les procédés simplifiés reposent sur une **hypothèse arbitraire et inexacte**, à savoir que le tassement  $S$  d'un élément quelconque de la surface chargée est absolument indépendant de la charge sur les éléments voisins. On suppose également, **ce qui est contraire à la réalité**, que le rapport  $K_s = p/S$  entre intensité  $p$  de la pression sur l'élément et le tassement correspondant  $S$  est une constante  $K_s$ . »

« Le coefficient  $K_s$  a reçu le nom de coefficient de réaction du sol de fondation. »

Les mises en garde se répètent sur l'ensemble des développements portant sur la méthode des coefficients de réaction, mais on relève néanmoins une phrase « imprudente » si on l'extrait de son contexte (citation tronquée) :

« Étant donné que les calculs sont toujours compliqués, cette étude ne se justifie que si elle conduit à des économies considérables dans le coût de la construction. »

2

## Qu'est-ce qu'un coefficient de réaction ?

On sait définir cette notion globalement pour une semelle rigide :  $K$  est le rapport  $F/\delta$  dans un domaine de sollicitation où cette valeur est constante.

C'est une loi mathématique utilisée en Résistance des Matériaux, l'appui continu élastique ; notons que l'obtention physique d'une telle loi est fort malaisée, puisque même les spécialistes que sont les fabricants de matelas à ressorts parviennent mal à éviter que les mouvements d'un dormeur ne soient ressentis par la personne qui partage sa couche. Elle n'a de sens que dans des cas très particuliers comme les jupes de réservoirs cylindriques.

C'est un modèle admis inconditionnellement par beaucoup dans la profession, une référence souvent jugée représentative en matière d'efforts comme de déplacements, pour l'interaction sol-structure.

3

## Cas des éléments linéaires

Certains professionnels expérimentés accordent une crédibilité certaine à la méthode des coefficients de réaction pour des éléments linéaires tels que les pieux, alors qu'ils restent très réservés vis-à-vis des éléments surfaciques comme les radiers ou les écrans de soutènement.

Sur la figure 2 sont représentés les effets de l'application d'une pression uniforme sur un élément de discrétisation d'une plaque ou d'un ruban. Il apparaît que

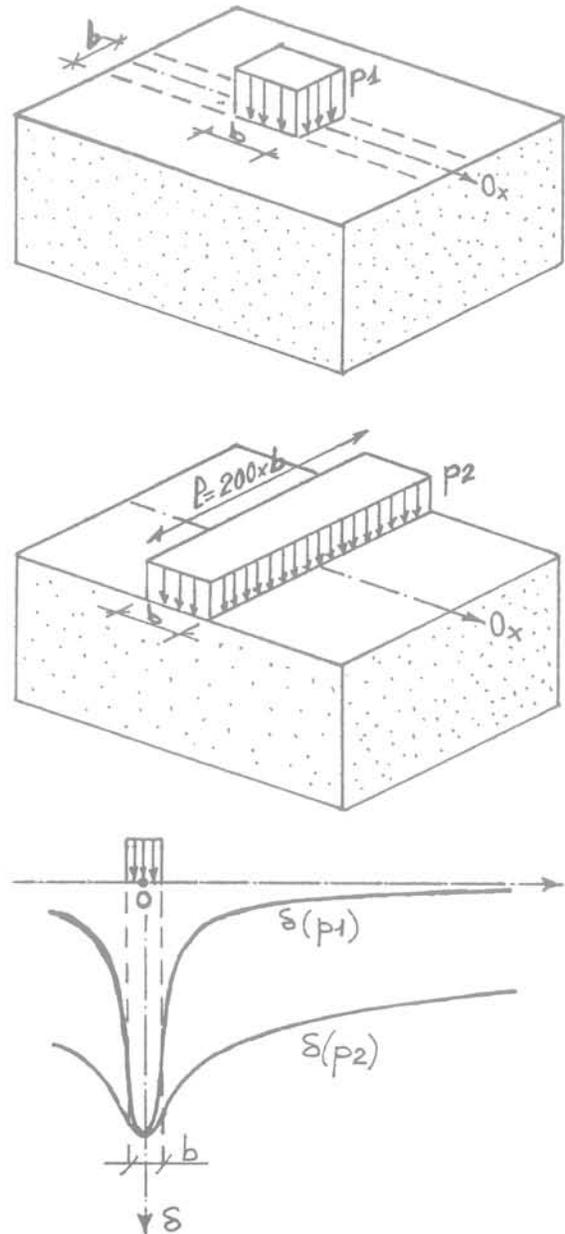


FIG. 2 Massif semi-infini élastique, tassements dus à un élément de ruban ou à un élément de plaque. Semi infinite elastic footing, settlements due to a strip element or a plate element.

le « couplage des ressorts », non pris en compte dans le modèle des coefficients de réaction, est beaucoup plus important dans le cas de la plaque. La méthode n'est pas pour autant rigoureuse dans le cas d'un ruban, bien entendu, mais on perçoit intuitivement que les erreurs n'excèdent sans doute pas l'ordre de grandeur de celles commises sur la détermination des caractéristiques mécaniques du sol.

4

## Calcul inverse de calage sur l'élasticité linéaire

Comme cela a été dit ci-dessus, de nombreux projecteurs sont convaincus que la seule imperfection du modèle des coefficients de réaction est l'assimilation du sol à un matériau élastique. Plaçons-nous donc dans ce cas d'interaction entre une structure chargée et un

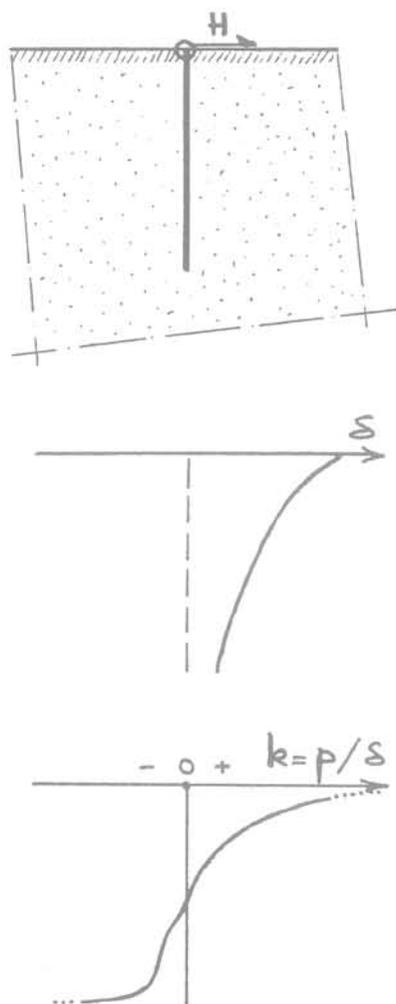


FIG. 3 Massif semi-infini élastique, rideau fiché dans le massif, distribution du coefficient de réaction équivalent.  
Semi infinite elastic footing, wall restrained in the footing, equivalent reaction coefficient diagram.

massif semi-infini constitué d'un matériau au comportement élastique linéaire.

On peut alors calculer les pressions à l'interface et les déplacements dus au chargement. Donc, on sait déterminer en chaque point les valeurs de  $p$  et  $\delta$ , ce qui permet de déterminer la valeur de  $K = p/\delta$  le long de l'interface, qu'il faudrait introduire dans le calcul par la méthode des coefficients de réaction pour retrouver les mêmes résultats que dans l'approche élastique rigoureuse (conduite en intégrant les déplacements par rapport à un point du massif très éloigné de l'ouvrage).

- **Premier cas** : problème bidimensionnel ; un écran vertical est mis en fiche dans le massif, et on examine les effets d'une charge horizontale exercée en tête, suivant le schéma de la figure 3.

Il est intéressant de constater que les déplacements sont de même signe sur toute la hauteur de l'écran, ce qui n'empêche pas les pressions à l'interface de changer de signe entre le haut et le bas.

Pour respecter l'élasticité linéaire, il faut envisager une valeur de coefficient de réaction variable le long de l'écran, et il est indispensable de passer par des coefficients de réaction négatifs ! Bien entendu, si l'objectif était de reproduire les seules pressions, d'autres solutions seraient envisageables, avec des coefficients variables, mais sans qu'il soit indispensable de passer par des valeurs négatives ; les déplacements seraient alors dénués de tout réalisme.

- **Deuxième cas** : problème bidimensionnel ; une bande de radier ou de dallage subit plusieurs chargements, suivant le schéma de la figure 4.

Pour respecter l'élasticité linéaire, il faut ici aussi des coefficients de réaction variables le long de l'interface et négatifs dans certaines zones. Mais il faut remarquer que les coefficients « réalistes » dépendent non seulement du massif et de la structure, mais aussi du chargement. Ce constat est utile pour apprécier la validité des propositions de divers auteurs quant au choix des valeurs de coefficient de réaction à prendre en compte.

La méthode des coefficients de réaction, telle qu'elle est aujourd'hui mise en œuvre, n'a donc pas de capacité prédictive pour des éléments structurels surfaciques, sauf si elle est calée sur un constat expérimental portant sur un ouvrage suffisamment ressemblant ; c'est le contexte de la construction à l'identique, et le calcul n'est alors qu'une façade ou, au mieux, un moyen d'interpolation.

5

## Coefficients de poussée et de butée

Nous avons vu que de tels coefficients sont introduits dans les codes de calcul appliquant la méthode des coefficients de réaction aux écrans de soutènement. Il est intéressant de remarquer que, si l'on prend en compte des coefficients de réaction très élevés, dans divers cas de figure le modèle coïncide avec le schéma de calcul par poussée-butée, ce qui est rassurant, et explique sans doute que le modèle ne conduise pas, dans des cas courants, à des déboires catastrophiques. Cette précaution s'avère malheureusement insuffisante dans des contextes présentant une certaine complexité.

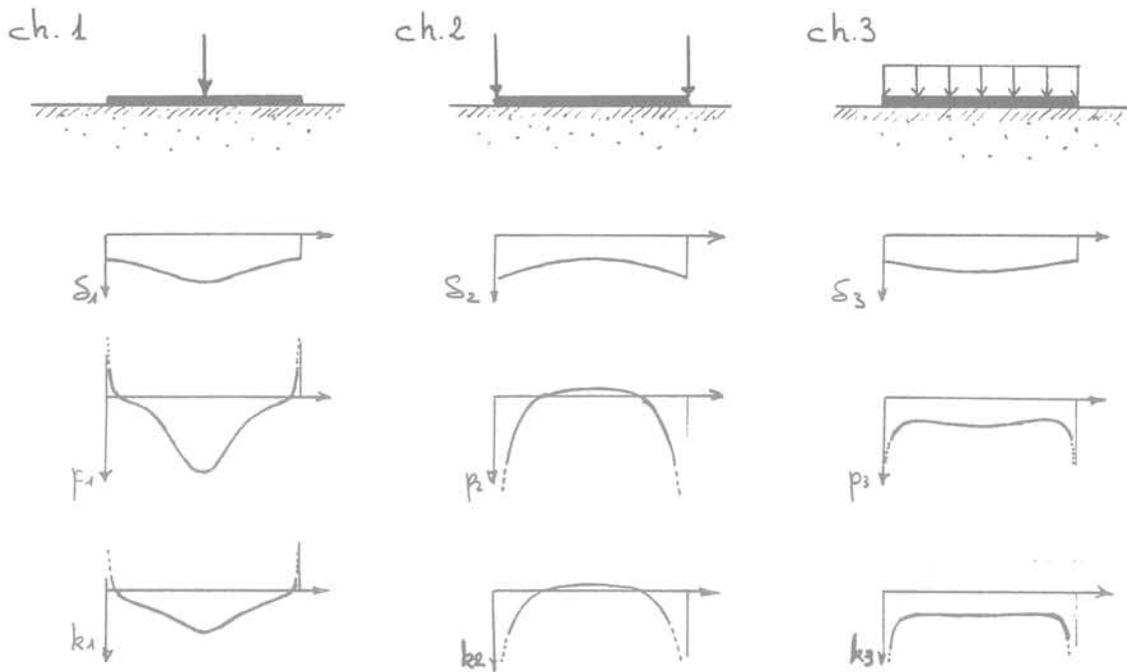


FIG. 4 Massif semi-infini élastique, bande de dallage ou de radier, coefficient de réaction équivalent pour plusieurs chargements.  
Semi infinite elastic footing, slab or raft strip, equivalent reaction coefficient for various loadings.

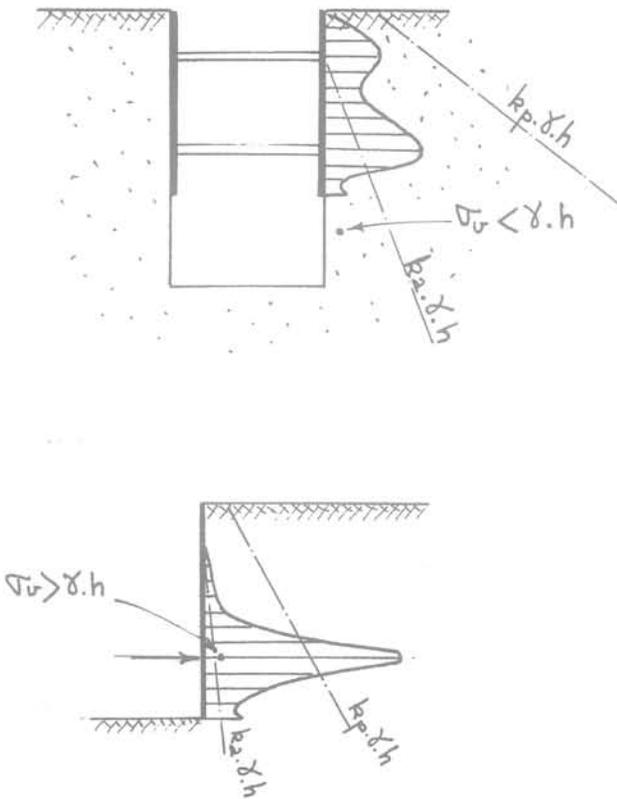


FIG. 5 Validité des limitations de pression par les coefficients de poussée active ou passive.  
Adequacy of limits on pressure by active or passive earth pressure coefficients.

Mais si l'on y regarde d'un peu plus près, ces limites traduisent une confusion regrettable entre  $\sigma_v$  et  $\gamma \cdot h$ . Physiquement, une limite de poussée ou de butée n'a de sens que si le sol est en état de plastification depuis une extrémité de l'interface jusqu'à la zone de contact considérée. Dans bien des configurations courantes, ces limites sont transgressées, voir exemples sur la figure 5.

6

## Symptômes inquiétants

S'il existe sans aucun doute un domaine d'application du modèle des coefficients de réaction pour le dimensionnement de divers ouvrages simples, à l'inverse, on ne peut rien en attendre de bon dans d'autres cas. Ce qui est inquiétant est le constat que, même devant l'évidence de l'inadaptation du modèle pour tel ou tel problème, il reste la référence incontournable. Deux exemples :

- Dans le cas représenté sur la figure 6 se posait le problème de la stabilité et des efforts subis par la paroi dans l'hypothèse d'une fouille aval avec banquettes le long d'une paroi moulée. Une modélisation par la méthode des éléments finis a été établie, tenant compte pour le sol du classique critère d'élastoplasticité à cinq paramètres ( $c$ ,  $\Phi$ ,  $G$ ,  $\nu$ ,  $\psi$ ) avec coupure de résistance en traction ;  $\nu$  et  $\psi$  étaient arbitraires car l'étude géotechnique ne les avait pas déterminés, mais leur influence sur les résultats était négligeable. Lorsque les résultats ont été présentés au maître d'œuvre, sa réponse a été : « Votre calcul est bien joli, mais il est indispensable d'en confirmer la validité par la méthode des coefficients de réaction. »

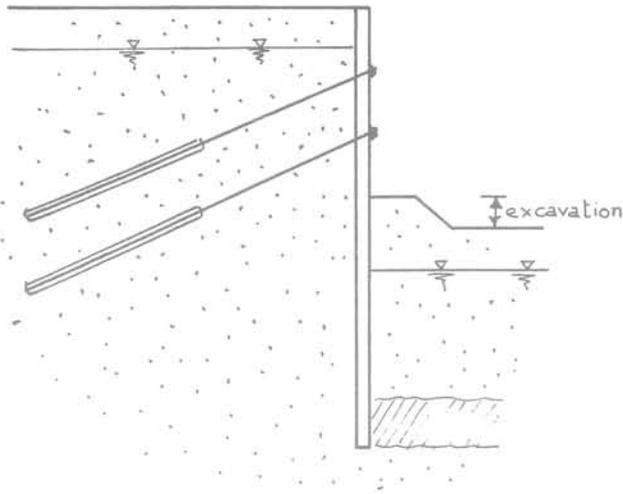


FIG. 6 Écran de soutènement, objet de désaccords.  
Retaining wall, subject of contention.

• Le cas des ouvrages sous remblai est tout aussi édifiant (Fig. 7). Un ouvrage supportant une couverture de remblai importante, dimensionné en appliquant la méthode des coefficients de réaction, avait été l'objet d'une instrumentation assez poussée, motivée par l'utilisation de Pneusol pour maîtriser l'effet Marston d'amplification de  $\sigma_v$  par rapport à  $\gamma \cdot h$ . ; l'objectif était de s'assurer de la validité de la modélisation du Pneusol. Les constats expérimentaux ont confirmé la validité de la modélisation de l'effet du Pneusol, mais il a aussi été constaté que les efforts subis par la structure étaient très différents de ceux pris en compte pour le choix du ferrailage : les efforts de flexion restaient assez modestes pour que toutes les sections soient entièrement comprimées, alors que les calculs avaient conduit à un ferrailage important. Quels que soient les efforts consentis, il n'a pas été possible de reproduire avec la



FIG. 7 Ouvrage sous remblai, objet de désaccords.  
Structure under backfill, subject of contention.

méthode des coefficients de réaction les efforts et déplacement constatés. A l'inverse, la méthode des éléments finis a conduit à une coïncidence tout à fait satisfaisante avec les constats expérimentaux, efforts et déplacements.

Ajoutons ici que la méthode des coefficients de réaction ne conduit pas forcément à une appréciation sécuritaire des efforts, puisqu'elle ne permet pas de tenir compte des déformations de l'assise générées par la charge des remblais latéraux, déformations qui peuvent provoquer des efforts considérables dans le radier (se répercutant sur l'ensemble de la structure) (Fig. 8).

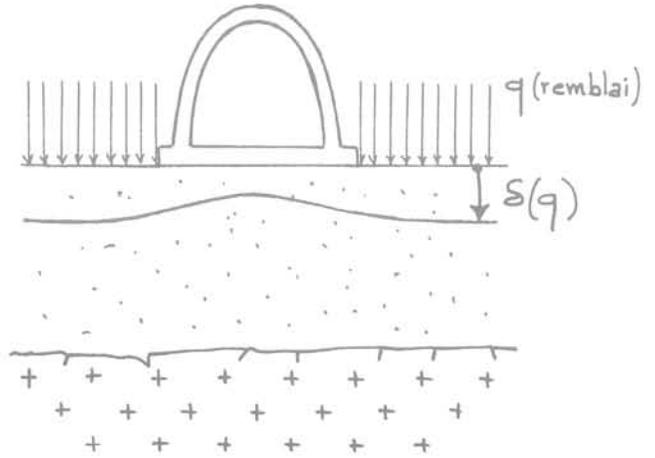


FIG. 8 Effets des remblais latéraux sur le radier d'un ouvrage enterré.  
Lateral backfill effect on the raft of an underground structure.

Mais ces constats ne furent pas suffisants pour ébranler la conviction du maître d'œuvre, qui a systématiquement refusé, pour les ouvrages ultérieurs, tout calcul justificatif autre que basé sur la méthode des coefficients de réaction.

On est donc en présence d'une méthode de modélisation dénuée de tout réalisme, mais d'usage général pour traiter l'étude des interactions sol-structure, et qui bénéficie d'une confiance injustifiée. Tout se passe comme si les meilleurs spécialistes apportaient leur caution à son exploitation systématique. Si, en l'absence de toute solution alternative de modélisation, on peut admettre un silence gêné de la part des gens compétents, cette absence de mise en garde peut devenir de la complaisance lorsque des solutions alternatives fiables existent, et la publication de « raffinements » est une circonstance aggravante : comment en vouloir au non spécialiste qui applique à tort et à travers une méthode dont personne ne conteste le bien-fondé ?

7

## Domaine d'application

Il semble qu'on peut utiliser le modèle des coefficients de réaction dans les cas suivants :

– éléments linéaires tels que les pieux, au moins pour des chargements simples ;

– cas courants de soutènement dans un environnement simple, ou de radier, mais il reste à préciser quelles dispositions constructives doivent alors être respectées (par exemple, les tirants et les butons doivent vraisemblablement être traités de manières différentes s'ils sont ou non précontraints) ; il convient alors de déterminer si, dans certains cas, on peut se fier aux prédictions de déplacement.

En revanche, ce modèle devrait être exclu pour (liste non exhaustive de beaucoup) :

– la prévision des effets d'une excavation limitée par des écrans de soutènement sur le voisinage (sauf calage significatif sur un cas très voisin, mais alors on peut sans doute effectuer une comparaison directe) ;

– les écrans de soutènement dès que les plates-formes amont et aval ne sont pas horizontales, ou avec écoulement ascendant d'eau souterraine dans la zone de butée (ajoutons qu'il ne suffit pas toujours de compléter l'étude par celle de la stabilité globale par un calcul à la rupture, et que les méthodes des éléments finis ou des différences finies sont parfois indispensables) ;

– la justification des efforts subis par les ouvrages sous remblai reposant sur une assise qui ne soit pas très raide par rapport aux remblais.

8

## Conclusion

La méthode des coefficients de réaction est aujourd'hui entre les mains de projeteurs non avertis de ses limites de représentativité. Les écrans de soutènement ne sont qu'un cas particulier de son application. Il est indispensable de mettre en garde les utilisateurs

sur l'absence de réalisme que l'on peut attendre de ce modèle, dont l'utilisation devrait respecter un domaine d'application étroit.

Pour les projets importants et délicats, le recours à la MEF ou à la MDF avec des codes généraux s'impose.

Pour les projets courants, les efforts pourraient porter sur une simplification de l'utilisation de ces méthodes, simplification de génération du maillage et de définition du phasage constructif par exemple, et standardisation de la présentation des résultats, sans concession sur la finesse de discrétisation des problèmes. Les codes généraux permettent une étude représentative des états-limites de service (dans la mesure où les valeurs des paramètres de calcul sont représentatives...) comme des états-limites ultimes au sens de la Mécanique des Sols, alors on peut attendre un réel progrès de codes aux entrées-sorties simplifiées pour les cas courants.

On ne peut pas prétendre que les méthodes des éléments finis ou des différences finies conduisent à une modélisation irréprochable, même si les paramètres de comportement des sols sont représentatifs ; mais elles sont physiquement beaucoup plus satisfaisantes ; elles permettent une analyse globale du projet et de son environnement, qui a quelques raisons de refléter la réalité ; elles permettent d'apprécier les tendances résultant d'un aménagement des dispositions constructives (effet par exemple de la distance d'une paroi moulée quant aux sollicitations d'un ouvrage voisin existant). On peut surtout leur reprocher d'exiger que le projeteur consacre un peu plus de temps à un projet que s'il utilisait la méthode des coefficients de réaction ; mais il ne serait pas mauvais qu'un peu plus de matière grise soit consacrée au dimensionnement d'ouvrages dont un comportement déficient peut être lourd de conséquences désagréables.

Vient de  
paraître

au LCPC

### **SURVEILLANCE DES PENTES INSTABLES**

*Guide technique des LPC*

21 x 29,7, 128 p., 180 F.

Ce guide s'adresse aux ingénieurs de bureaux d'études et aux gestionnaires d'ouvrages qui ont choisi de mettre en place une surveillance de versant ou de talus présentant un risque de glissement, d'éboulement ou de coulée boueuse.

aux Presses de l'ENPC

### **LE CALCUL DES TUNNELS**

**par la méthode convergence-confinement**

Marc PANET

17 x 24, 192 p., 250 F.

La méthode convergence-confinement permet de simuler le creusement du tunnel avec la mise en place du soutènement par un modèle en déformation plane dont le principe est très simple. Ce livre présente les fondements de la méthode et ses développements les plus récents. Lorsque les conditions d'axi-symétrie sont respectées, il est possible d'établir des formules analytiques. Dans le cas plus général, il est indiqué comment les principes de la méthode sont étendus à des modèles numériques bidimensionnels.

au Comité français de mécanique des roches

### **ÉCOLE DE MÉCANIQUE DES MILIEUX POREUX**

Disponible au secrétariat du CFMR (ANTEA-Direction de la géotechnique, B.P. 6119, 45061 Orléans Cedex 2), 190 F TTC (frais de port inclus).

Ce livre rassemble seize communications présentées par différents auteurs au cours de l'École d'été, organisée par le Comité français de mécanique des roches et qui s'est tenue à Aussois du 30 mai au 30 juin 1994. Les exposés ont été coordonnés de façon à réaliser une progression qui couvre l'ensemble d'un domaine qui a énormément progressé au cours des dernières années. C'est un ouvrage de référence.

# Comportement des rideaux de palplanche : expérimentation en vraie grandeur et prédictions numériques

**I. SHAHROUR**  
**S. GHORBANBEIGI**

Laboratoire de Mécanique  
de Lille (URA 1441)  
École Centrale de Lille  
BP 48  
59651 Villeneuve d'Ascq  
Cedex

**P.A. von WOLFFERSDORFF**

Institut für Bodenmechanik  
und Felsmechanik  
Lehrstuhl für Bodenmechanik  
und Grundbau  
Universität Karlsruhe  
Engler-Bunte-Ring,  
Postfach 6980  
D-76128 Karlsruhe

## Résumé

Dans cet article, on présente les résultats des prédictions numériques d'une expérimentation en vraie grandeur réalisée sur un rideau de 7 m de largeur fiché dans un sol sableux à 6 m de profondeur. L'expérimentation a comporté diverses phases de chargement : excavation, butonnage, reprise de l'excavation, chargement en surface et réduction de la longueur des butons jusqu'à l'état-limite. La modélisation numérique a été effectuée avec un modèle élastique parfaitement plastique utilisant le critère de Mohr-Coulomb et une règle d'écoulement non associée. Après une description de la démarche suivie pour la modélisation (détermination des paramètres, schématisation des conditions aux limites et du chargement, discrétisation), on présente une confrontation des résultats numériques à ceux de l'expérimentation. Afin de bien cerner la précision des prédictions numériques, on donne les résultats d'une étude de l'influence de principaux paramètres mécaniques sur la simulation numérique de l'expérimentation.

## Behaviour of sheet piles: field test and numerical predictions

## Abstract

This paper includes a presentation of the results of numerical predictions of a sheetpile wall field test performed in a sandy soil. The loading program included: excavation, installation of struts, continuation of the excavation, application of a surface loading, and the reduction of the struts length until the reach of the limit state. Numerical predictions were performed using an elastic - perfectly plastic constitutive relation with the Mohr-Coulomb criterion and a non associated flow rule. After a description of the methodology followed in numerical modelling (identification of constitutive parameters, modelling of boundary conditions and discretization), we present a comparison of numerical results to those of the experimentation. In order to investigate the accuracy of numerical predictions, we give the results of a parametric study on the influence of constitutive parameters on numerical simulations.

## Introduction

Les rideaux de palplanche sont utilisés dans divers types d'ouvrages : blindage de fouilles en site urbain, batardeaux, rideaux d'étanchéité et murs de quai. Leur calcul en déformation constitue un problème fort complexe d'interaction sols-structures qui fait intervenir le comportement des sols, la rigidité des rideaux, les phases des travaux, les conditions d'ancrage et les conditions hydrauliques.

Le calcul de structures comportant des rideaux peut être effectué à l'aide de deux méthodes, à savoir la méthode aux coefficients de réaction et la méthode des éléments finis. Dans la première approche, le sol est schématisé par des ressorts dont le comportement est généralement modélisé par un modèle élastique parfaitement-plastique. La grande difficulté de l'utilisation de cette approche réside dans la détermination des paramètres mécaniques qui dépendent sensiblement, en plus de la nature des sols, de l'interaction sol-rideau et des conditions d'ancrage [1], [2]. Ajoutons à cela les difficultés de l'utilisation de cette approche dans les problèmes faisant intervenir des interactions avec la nappe ou avec des ouvrages existants. Dans l'approche éléments finis, le sol est modélisé comme un milieu continu dont le comportement peut être décrit à l'aide de divers modèles de comportement dont les paramètres peuvent être déterminés indépendamment des conditions d'interaction rideau-sol ou d'ancrage. Elle permet de traiter des problèmes complexes faisant intervenir la présence d'eau ou des interactions avec d'autres ouvrages.

L'utilisation de ces approches pour le calcul de rideau de soutènement nécessite des vérifications sur des expérimentations en vraie grandeur. Conscient de cette nécessité, l'Université de Karlsruhe a réalisé une expérimentation sur un rideau de 7 m de largeur fiché dans un sol sableux à 6 m de profondeur [6]. L'expérimentation a comporté diverses phases de chargement :

excavation, butonnage, reprise de l'excavation, chargement en surface et réduction de la longueur des butons jusqu'à l'état-limite. L'essai a été bien instrumenté avec des mesures de la déformée du rideau, des forces dans les butons, des tassements en surface et de la pression appliquée sur le rideau. Une campagne d'essais *in situ* et en laboratoire a été menée pour la caractérisation du sol.

Des prédictions ont été réalisées sur cette expérimentation par de nombreux centres en utilisant la méthode des éléments finis (18 prédictions) et la méthode aux coefficients de réaction (25 prédictions). L'analyse des résultats de ces prédictions a montré une nette supériorité de la méthode des éléments finis par rapport à la méthode aux coefficients de réaction [7]. Dans cet article, on propose de présenter brièvement l'expérimentation réalisée et les résultats des prédictions du Laboratoire de Mécanique de Lille, réalisées avec la méthode des éléments finis [4].

## 2

## Présentation de l'expérimentation

## 2.1

### Dispositif expérimental et programme de chargement [6], [7]

L'expérimentation a été effectuée dans le site de Hochstetten proche de Karlsruhe au cours du deuxième trimestre 1993. Elle a comporté le chargement d'un rideau de 7 m de largeur installé par vibro-fonçage jusqu'à 6 m de profondeur dans un massif de sol limité par deux murs de protection latéraux (Fig. 1a et 1b). Le programme de chargement a comporté les phases suivantes :

- excavation du massif de sol situé devant le rideau jusqu'à une profondeur de 1,75 m ;

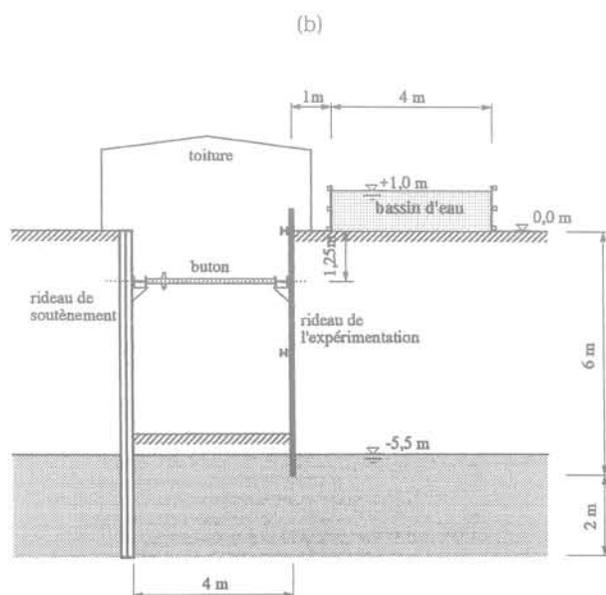
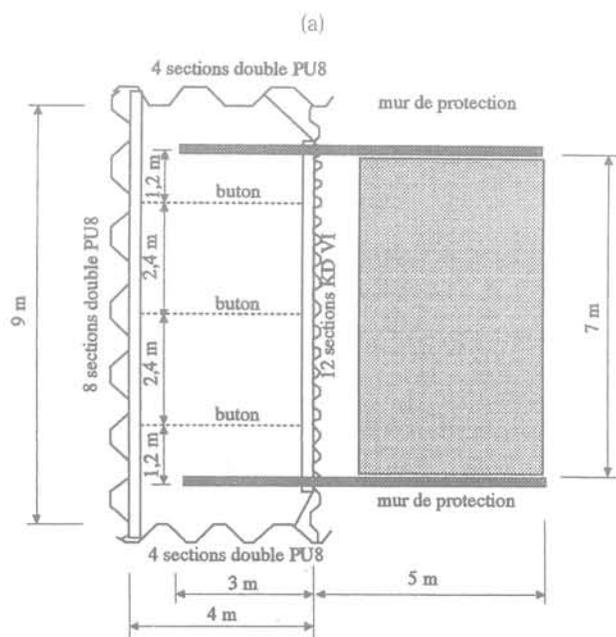


FIG. 1 Dispositif d'expérimentation.  
Experimentation set up.

(a) : Vue en plan – Plan view  
(b) : Profil transversal – Cross section

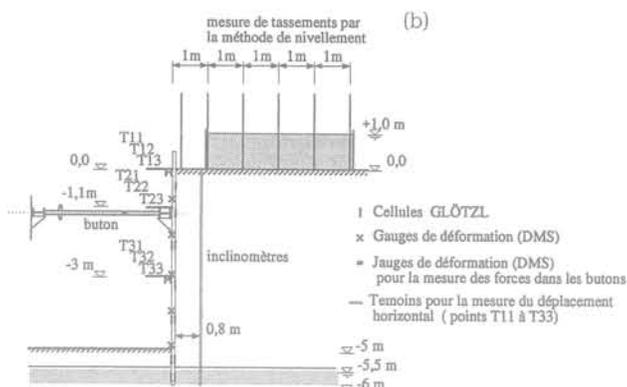
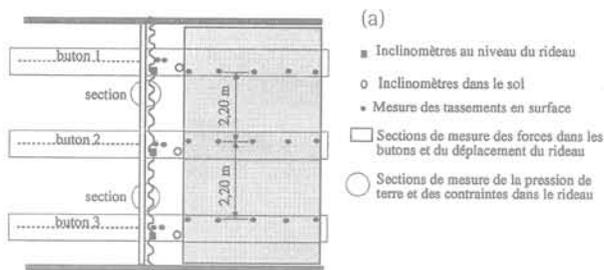


FIG. 2 Instrumentation utilisée dans l'expérimentation.  
 Experimentation set up measurements.  
 (a) : Vue en plan – Plan view  
 (b) : Profil transversal – Cross section

- installation de trois butons à une profondeur de 1,25 m et leur préchargement par une force de 11 kN/buton soit de 4,5 kN par mètre de largeur du rideau ;
- reprise de l'excavation jusqu'à une profondeur de 5 m ;
- application d'une pression de 10 kPa sur une zone située entre 1 et 5 m derrière la tête du rideau ;
- réduction de la longueur des butons jusqu'à l'état-limite qui a été jugé atteint à la stabilisation des forces dans les butons.

## 2.2

### Instrumentation

Les figures 2a et 2b montrent l'instrumentation du rideau et du massif du sol. Deux sections ont été instrumentées par des cellules pneumatiques « Glötzl » pour la mesure de la pression exercée par le sol et par des jauges (DMS) pour la mesure des contraintes de flexion induites dans le rideau. Des inclinomètres ont été installés dans trois sections pour le suivi de la déformée du rideau et pour la mesure du déplacement latéral du sol à 80 cm derrière le rideau. La déformée du rideau a également été suivie par des mesures géodésiques. Des niveaux ont été utilisés pour la mesure du tassement derrière le mur. Les forces dans les butons ont été mesurées à l'aide des jauges de déformation (DMS) ; des courbes d'étalonnage ont été établies pour la mesure de ces forces avant l'expérimentation.

Compte tenu de la grande quantité des mesures enregistrées et de leurs dispersions, seules les valeurs moyennes des mesures jugées acceptables ont été utilisées pour analyser le comportement du rideau et pour tester les modèles numériques. Le tableau I donne, pour les phases significatives de chargement, les mesures des pressions appliquées sur les deux phases du rideau, du moment fléchissant, de la déformée et du tassement derrière le rideau.

## 2.3

### Propriétés mécaniques du sol

Des essais en laboratoire et des essais *in situ* ont été réalisés pour la détermination des propriétés mécaniques du sol. Des analyses sur des échantillons prélevés ont révélé la présence de deux couches de sables mal gradués fins à moyens avec des passages graveleux. La première couche (0 à 2 m) est composée d'un

sable silteux, alors que la deuxième est composée d'un sable propre. Des essais triaxiaux ont été effectués sur des échantillons prélevés dans les deux couches. Les résultats de ces essais seront présentés dans la section suivante.

Les essais pressiométriques ont révélé la présence de trois couches dont les caractéristiques pressiométriques sont données dans le tableau II. Les valeurs de la pression limite confirment les résultats des analyses effectuées sur les échantillons prélevés : la pression limite de la première couche (0,4 – 0,6 MPa) indique un sable argileux ou silteux, les pressions limites des couches inférieures (0,9 – 2,3 MPa) indiquent la présence d'un sable moyennement compact. Deux essais de plaque avec des cycles ont été effectués. Ils ont donné des modules de déformation de 22 et 27 MPa. La figure 3 illustre les résultats de l'un de ces essais.

Du fait que la couche de surface était composée d'un sable fin silteux et que le niveau de la nappe se trouvait à 5,3 m de profondeur, deux séries d'essais ont été réalisées pour déterminer la valeur de la cohésion capillaire. La première a consisté dans le chargement d'un bloc de sable de 20 cm de côté et de 30 cm de hauteur. Les résultats de ces essais ont été analysés avec la méthode d'Hettler [3], qui a donné une cohésion moyenne de 2,7 kPa. La seconde série a été effectuée par le chargement d'un bloc excavé sur trois côtés.

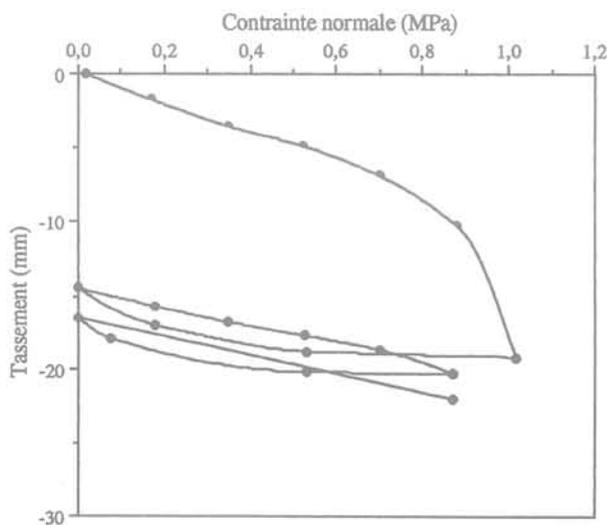


FIG. 3 Résultats d'un essai de plaque.  
 Results of a plate loading test.

**TABEAU I Résultats de l'expérimentation.**

Z (m)	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4	Phase 5	Phase 6	Phase 7	Phase 8
Pression des terres [kPa] (partie gauche, excavation)								
2,25	31,74	52,27	48,37					
4,25	- 3,23	- 3,01	- 2,34	- 1,78	9,78			
5,25	2,65	2,58	2,27	2,49	2,82	5,36	8,50	9,09
5,75	15,43	15,35	15,66	15,82	16,33	18,98	20,63	18,85
Pression des terres [kPa] (partie droite)								
0,75	2,15	2,98	4,08	16,46	25,39	35,99	43,02	1,26
1,25	1,05	1,62	2,98	7,57	9,48	15,15	20,39	2,09
2,25	32,65	29,34	26,32	6,55	3,05	3,02	6,54	10,10
3,25	5,53	10,08	10,66	7,33	2,27	0,61	1,68	3,79
4,25	0,00	0,00	0,00	0,00	5,42	4,63	9,40	5,28
5,25	3,21	3,20	3,06	3,05	3,62	3,76	5,60	4,09
5,75	17,86	17,95	17,98	18,03	18,72	21,81	25,48	34,78
Moment fléchissant [kNm/m]								
1,00	- 0,89	- 1,25	- 2,66	- 2,55	- 3,58	- 4,41	- 5,06	- 0,09
2,00	- 0,55	- 2,26	- 2,12	0,26	1,37	1,53	1,70	4,67
3,00	- 0,08	- 0,75	- 0,93	- 1,14	1,14	2,20	2,76	3,41
4,00	- 0,05	- 0,03	0,02	- 0,56	- 1,56	0,37	0,78	- 2,83
5,00	- 0,02	- 0,02	0,06	0,11	- 0,09	- 1,18	- 1,70	- 7,33
Déplacement latéral [mm]								
0,00	2,45	7,75	8,25	7,55	7,05	5,55	5,15	29,65
0,60	1,57	5,95	6,18	5,65	5,61	4,33	4,23	26,67
1,10	0,95	4,33	4,37	4,18	4,35	3,37	3,55	24,25
1,60	0,34	2,61	2,65	2,85	3,39	2,78	3,06	21,58
2,10	0,05	1,25	1,21	1,90	2,63	2,72	3,11	19,01
2,60	- 0,17	0,31	0,32	1,14	2,17	2,88	3,36	16,28
3,10	- 0,17	0,05	0,04	0,62	1,72	2,99	3,40	13,36
3,60	- 0,17	- 0,05	- 0,04	0,19	1,11	2,67	3,11	9,98
4,10	- 0,17	- 0,10	0,00	0,00	0,45	2,14	2,43	6,50
4,60	0,11	0,05	0,09	0,14	0,20	1,49	1,65	3,68
5,10	0,11	0,05	0,09	0,09	0,10	0,64	0,78	1,31
5,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Déplacement vertical [mm]								
Distance du rideau (m)								
0,00	- 8,00	- 3,40	- 0,63	- 3,83	- 3,60	- 3,00	- 3,57	- 16,33
1,00	- 1,00	- 0,67	- 0,80	- 1,07	- 1,60	- 2,17	- 2,80	- 7,23
2,00	- 1,67	- 0,43	- 0,43	- 0,67	- 1,33	- 1,70	- 2,83	- 5,77
3,00	- 0,33	- 0,27	- 0,43	- 0,77	- 1,03	- 1,13	- 2,47	- 7,23
4,00	- 1,00	- 0,17	- 0,30	- 0,60	- 0,70	- 0,90	- 0,90	- 2,83
5,00	- 2,67	- 0,30	- 0,70	- 1,07	- 1,17	- 1,30	- 1,30	- 2,47

Phase 1 : Excavation jusqu'à 1m  
 Phase 2 : Excavation jusqu'à 1,75 m  
 Phase 3 : Installation du buton  
 Phase 4 : Excavation jusqu'à 3 m  
 Phase 5 : Excavation jusqu'à 4 m  
 Phase 6 : Excavation jusqu'à 5 m  
 Phase 7 : Application d'une pression à la surface  
 Phase 8 : État-limite

TABEAU II Caractéristiques pressiométriques du sol.

Cote (m)	$E_p$ (MPa)	$P_l$ (MPa)
0-2,3	4,4 - 11,4	0,4 - 0,6
2,3-4	6,3 - 14	0,9 - 1,1
4-10	13,6 - 18,9	1,7 - 2,3

L'analyse des résultats obtenus a donné une cohésion moyenne de 4,0 kPa.

3

### Prédictions numériques

Les prédictions ont été effectuées en utilisant un modèle élastique-parfaitement plastique implanté dans le programme de calcul par éléments finis PEC-PLAS [4]. L'expérimentation a été modélisée avec l'hypothèse des déformations planes dans une section courante. Nous allons, ci-après, présenter brièvement le modèle utilisé, la démarche suivie pour la modélisation et les résultats obtenus.

3.1

### Modélisation du comportement du sol

Le comportement du sol a été décrit par un modèle élastique-parfaitement plastique utilisant le critère de Mohr-Coulomb et une règle d'écoulement non associée. La partie élastique est supposée linéaire et isotrope avec deux paramètres : le module d'Young (E) et le coefficient de Poisson ( $\nu$ ). La fonction de charge et le potentiel de plasticité sont écrits en conditions de déformations planes :

$$f = \sigma_1 - \sigma_3 + (\sigma_1 + \sigma_3)\sin(\varphi) - 2C\cos(\varphi)$$

$$g = \sigma_1 - \sigma_3 + (\sigma_1 + \sigma_3)\sin(\psi)$$

$\sigma_1$  et  $\sigma_3$  sont respectivement les contraintes principales majeure et mineure.

C,  $\varphi$  et  $\psi$  désignent respectivement la cohésion, l'angle de frottement et l'angle de dilatance du sol.

Les essais triaxiaux ont été utilisés pour la détermination des paramètres mécaniques. Des difficultés ont été rencontrées dans la détermination des paramètres élastiques à cause de la grande dispersion des résultats des essais triaxiaux. Compte tenu du niveau des contraintes au cours de l'expérimentation, nous avons privilégié les essais réalisés aux faibles confinements (50 et 100 kPa). Ces essais ont donné  $E = 20$  MPa pour la première couche, et  $E = 30$  MPa pour la deuxième couche. Le coefficient de Poisson a été supposé constant dans tout le massif ( $\nu = 0,3$ ). Les paramètres élastiques déterminés pour la première couche ont été vérifiés sur les résultats des essais de plaque : avec un module d'Young de 20 MPa et un coefficient de Poisson de 0,3, on obtient un module œdométrique de 27 MPa qui est la valeur moyenne des modules obtenus avec les deux essais de plaque (22 et 32 MPa).

La détermination des paramètres de plasticité (angle de frottement, cohésion et angle de dilatance) à partir

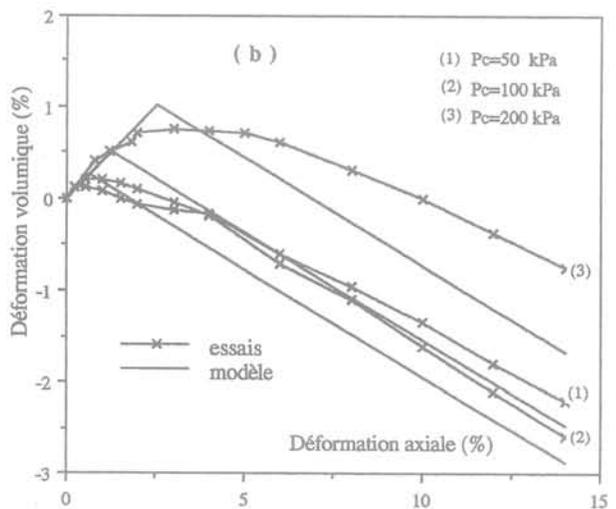
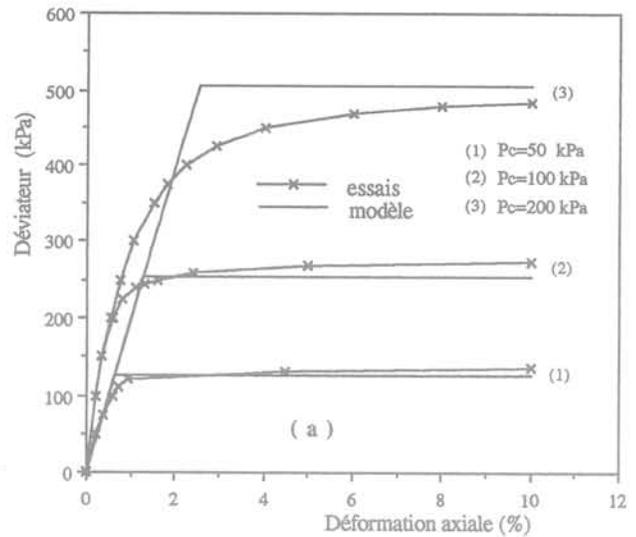


FIG. 4 Résultats des essais triaxiaux et de leur simulation avec le modèle de Mohr-Coulomb non associé.  
(a) : Déviateur  
(b) : Déformation volumique  
Results of triaxial tests and their simulation using non associated Mohr-Coulomb constitutive model.  
(a) : Deviator  
(b) : Volumetric strain

des essais triaxiaux n'a pas posé de difficultés. Ces essais ont donné pour la première couche  $\varphi = 34^\circ$ ,  $C = 0$  et  $\psi = 6^\circ$ , et pour la deuxième couche  $\varphi = 40^\circ$ ,  $C = 0$  et  $\psi = 12^\circ$ . Les figures 4a et 4b illustrent les résultats des essais triaxiaux et leur simulation avec le jeu de paramètres déterminé ci-dessus. On peut noter une reproduction correcte de la résistance du sol et de l'évolution de la déformation volumique.

Compte tenu de la présence d'éléments fins dans le sol et du niveau de la nappe (à 5,3 m de la surface du sol) une cohésion d'origine capillaire a été considérée dans la modélisation. Étant donné les valeurs mesurées pour cette cohésion ( $C = 2,6$  et  $4,0$  kPa), nous avons retenu une cohésion moyenne de 3 kPa. Le tableau III récapitule le jeu de paramètres utilisé dans les prédictions numériques.

TABLEAU III Jeu de paramètres utilisé dans les prédictions numériques.

Couche	E (MPa)	$\nu$	$\varphi$ (°)	Ccapillaire (kPa)	$\psi$ (°)
$z < 2\text{m}$	20	0,3	34	3	6
$z > 2\text{m}$	30	0,3	40	3	12

Le comportement du rideau a été supposé élastique-linéaire avec une rigidité à la flexion  $EI = 2032 \text{ MPa}\cdot\text{m}^2/\text{m}$ .

3.2

Modélisation de l'expérimentation

Le sol et le rideau ont été modélisés en utilisant des éléments quadrilatères à 8 nœuds. Ces éléments permettent de décrire les effets de flexion dans le rideau. Le maillage utilisé est montré dans la figure 5. Il comporte 240 éléments quadrilatères à 8 nœuds et 783 nœuds. Il est raffiné au voisinage du rideau pour la prise en compte de la variation des contraintes dans cette région et pour une bonne évaluation de l'action du sol sur le rideau.

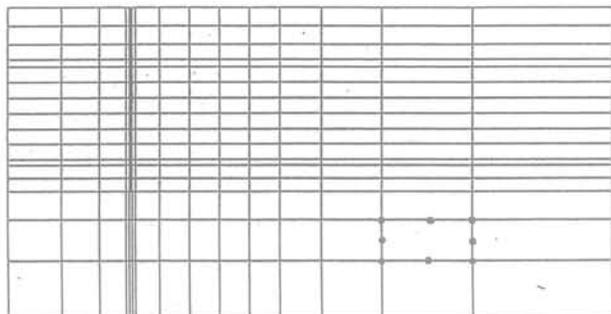


FIG. 5 Maillage utilisé : 240 éléments quadrilatères à 8 nœuds et 783 nœuds. Finite element mesh used in numerical predictions.

La distribution des contraintes initiales est supposée de type oedométrique avec un coefficient de poussée latérale au repos  $K_0 = 0,4$ . Cette hypothèse n'est pas en accord avec les mesures *in situ* qui montrent que l'installation du rideau induit une modification sensible des contraintes au voisinage du rideau (Fig. 6). Néanmoins, cette hypothèse a été maintenue, car la prise en compte de l'installation du rideau constitue un problème fort complexe de la modélisation en géomécanique dont la vérification n'est pas l'objet du présent travail. Ajoutons à cela que l'installation du rideau affecte essentiellement la distribution des contraintes dans son voisinage, alors que le chargement, induit par l'excavation, implique une masse plus importante du sol où la distribution des contraintes initiale peut être raisonnablement supposée de type oedométrique.

L'excavation a été modélisée par une désactivation des éléments du sol se trouvant dans la zone à excaver. Le buton, assumé infiniment rigide, a été modélisé par un déplacement imposé au nœud correspondant à sa position. Pendant les trois premières phases de char-

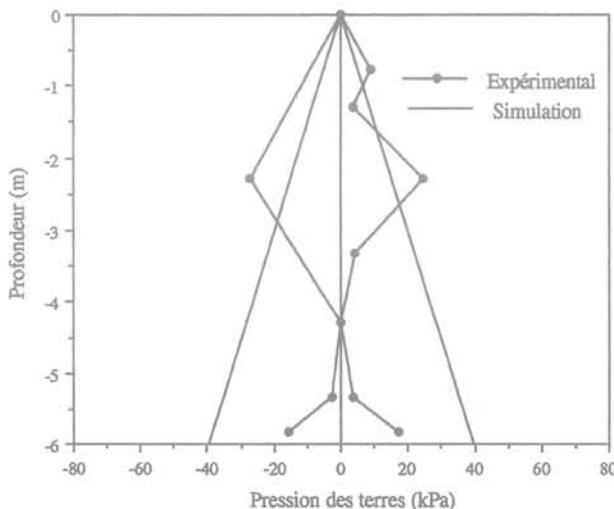


FIG. 6 Distribution de la pression de terre initiale appliquée au rideau. Initial earth pressure applied on the sheet pile.

gement, le déplacement horizontal de ce nœud a été bloqué, la dernière phase de chargement a été modélisée par un déplacement horizontal croissant jusqu'à la stabilisation de la force dans les butons. La figure 7 montre l'évolution de cette force en fonction du déplacement imposé. On constate que la force tend à se stabiliser à partir d'un déplacement de l'ordre de 3 cm et pour un niveau de force de l'ordre de 8,3 kN/m. Cet état a été considéré comme l'état-limite dans la modélisation.

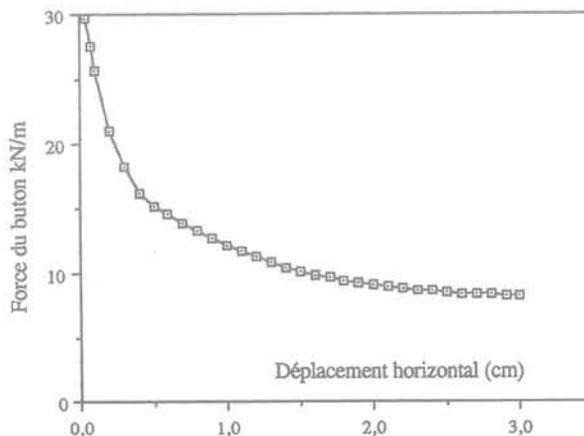


FIG. 7 Evolution des forces dans les butons au cours de la réduction de leur longueur. Evolution of struts forces during the reduction of their length.

## Présentation des résultats des prédictions

Compte tenu de la grande quantité de mesures, la confrontation des prédictions numériques aux résultats de l'expérimentation a porté sur quatre phases significatives du chargement, à savoir :

- excavation devant le rideau jusqu'à une profondeur de 4 m (phase I) ;
- excavation jusqu'à la profondeur maximale  $Z = 5$  m (phase II) ;
- application de la pression en surface (phase III) ;
- stabilisation des forces dans les butons (état-limite) (phase IV).

### 3.3.1

#### Forces dans les butons

Le tableau IV donne les valeurs des forces dans les butons mesurées au cours de l'expérimentation et obtenues par les prédictions numériques. On constate un bon accord entre les prédictions et l'expérimentation pour les deuxième et troisième phases. Pour la première phase, les prédictions numériques sous-estiment les forces dans les butons. Cela peut être attribué à la non prise en compte de l'installation du rideau qui a eu pour effet une augmentation des pressions des terres dans sa partie supérieure (Fig. 6). Pour la dernière phase, on note que les prédictions numériques surestiment la force dans le buton. Cet écart peut être, en partie, attribué aux difficultés rencontrées pour assurer une bonne convergence en fin du calcul.

### 3.3.2

#### Déformée du rideau

Les figures 8a et 8b montrent les courbes de la déformée du rideau obtenues avec l'expérimentation et les prédictions numériques. On constate que l'expérimentation et les prédictions numériques sont en bon accord pour les trois premières phases, en particulier dans la partie supérieure de rideau ( $Z < 4$  m) où la déformée est marquée par une rotation autour de la position du buton ; dans la partie inférieure, on note que l'expérimentation donne un déplacement nul alors que les prédictions numériques donnent un déplacement de l'ordre de 2 mm. Pour la dernière phase de chargement, on note un désaccord important entre l'expérimentation et les prédictions : la déformée obtenue expérimentalement est marquée par une rotation autour du centre du rideau alors que la déformée obtenue par les prédictions numériques est marquée dans la partie supérieure ( $Z < 3$  m) par une rotation autour de la position du buton, et dans la partie inférieure par une rotation autour du centre de cette partie.

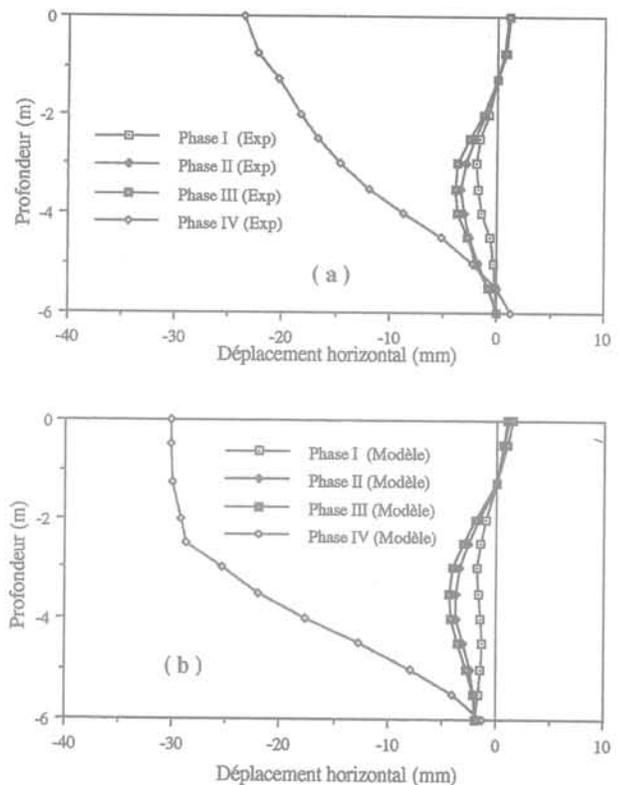


FIG. 8 Évolution de la déformée du rideau.

(a) : Expérimentale

(b) : Prédictions numériques

Evolution of the deflection of the sheet pile.

(a) : Experimental

(b) : Numerical predictions

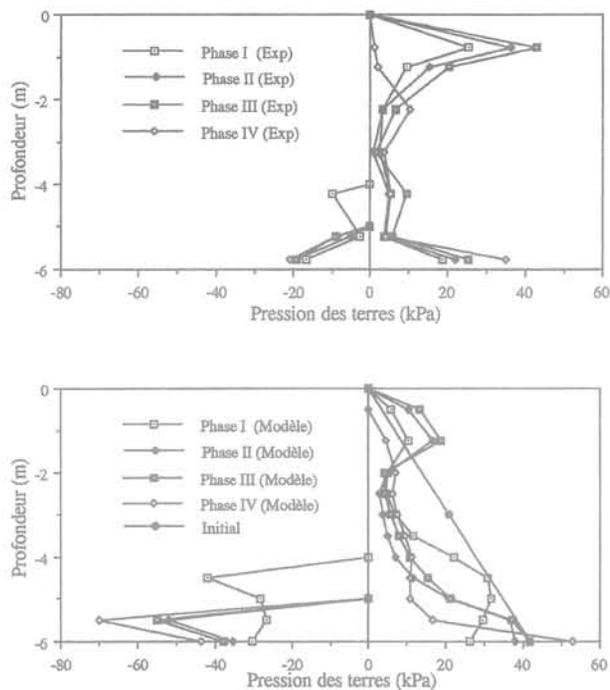
### 3.3.3

#### Pressions des terres

Les figures 9a et 9b montrent les pressions des terres appliquées sur le rideau obtenues avec l'expérimentation et les simulations numériques. On constate que pour les trois premières phases de chargement les prédictions numériques et les résultats expérimentaux indiquent une augmentation de la pression des terres dans la partie supérieure du rideau et une diminution de celle-ci dans la partie inférieure. Ces évolutions correspondent respectivement à une mobilisation partielle de la butée et de la poussée des terres. On note cependant que le modèle sous-estime d'une manière sensible la pression des terres au voisinage du buton. Dans la partie inférieure, on note que le modèle surestime les pressions appliquées sur les deux côtés du rideau, en

TABEAU IV Forces dans les butons obtenues par l'expérimentation et la modélisation numérique.

	F (kN/ml) Phase I	F (kN/ml) Phase II	F (kN/ml) Phase III	F (kN/ml) Phase IV
Expérimentale	21,3	28,6	33,7	4,2
Prédiction	16,3	26,9	32,7 kN	8,3



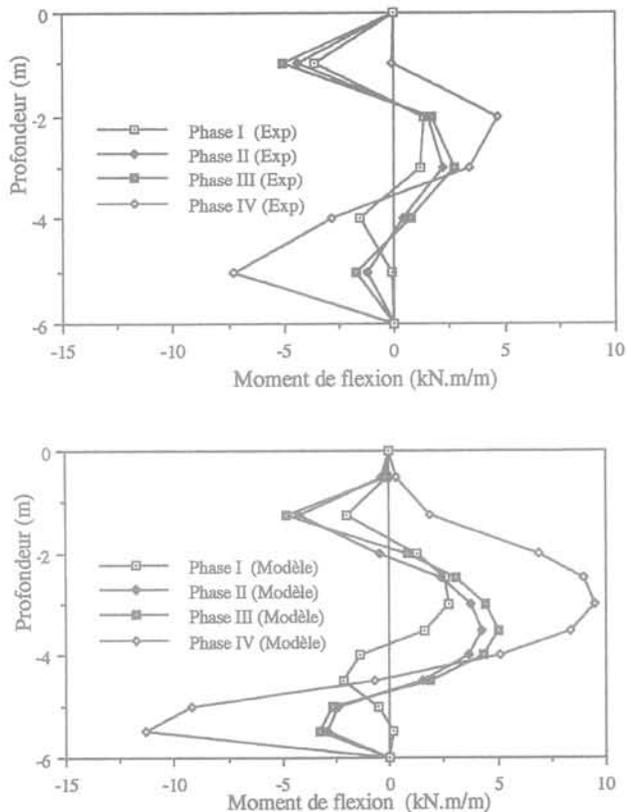
**FIG. 9** Évolution de la pression des terres.  
 (a) : Expérimentale  
 (b) : Prédictions numériques  
 Evolution of earth pressure applied on the sheetpile wall.  
 (a) : Experimental  
 (b) : Numerical predictions

particulier dans la partie avant où on note une mobilisation importante de la butée alors que l'expérimentation indique une faible mobilisation de celle-ci. Pour la dernière phase de chargement, on note un bon accord entre les prédictions et l'expérimentation sur la pression appliquée sur la face arrière du rideau, mais une surestimation par la modélisation de la pression de butée appliquée sur la face avant.

### 3.3.4

#### Moment de flexion

Les figures 10a et 10b montrent les courbes du moment fléchissant obtenues expérimentalement et par la modélisation. On note que pendant les trois premières phases de chargement, l'expérimentation et les prédictions donnent un moment fléchissant négatif aux extrémités du rideau et un moment positif dans la partie centrale. Au niveau quantitatif, on note que les prédictions numériques surestiment ce moment dans les



**FIG. 10** Évolution du moment de flexion.  
 (a) : Expérimentale  
 (b) : Prédictions numériques  
 Evolution of bending moment.  
 (a) : Experimental  
 (b) : Numerical predictions

parties centrale et inférieure du rideau. Pour la quatrième phase, on note un accord qualitatif entre l'expérimentation et la modélisation, mais cette dernière donne des valeurs élevées du moment par rapport à celles mesurées au cours de l'expérimentation.

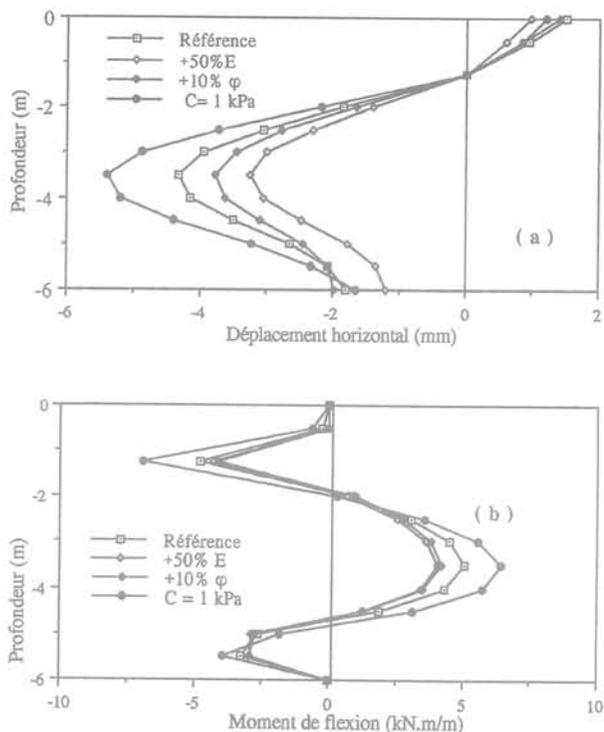
## 4

### Étude paramétrique

Compte tenu des incertitudes qu'on peut avoir sur la détermination des paramètres des modèles de sols, en particulier les paramètres élastiques, une étude a été

**TABEAU V** Influence de la perturbation des paramètres sur les forces dans les butons.

	F (kN/ml) Phase I	F (kN/ml) Phase II	F (kN/ml) Phase III	F (kN/ml) Phase IV
Références	16,3	26,9	32,7	8,3
+ 50 % E	16,1	26,7	32,7	10,3
+ 10 % $\phi$	15,5	25	30,3	6,2
C = 1 kPa	19,9	32,8	39,7	20,4



**FIG. 11** Influence de la perturbation des paramètres mécaniques sur les prédictions numériques.  
**(a) : Déformée du rideau**  
**(b) : Moment de flexion**  
 Influence of a perturbation of constitutive parameters on the sheet pile behaviour.  
**(a) : Sheetpile deflection**  
**(b) : Bending moment**

réalisée pour analyser l'influence de la perturbation de certains paramètres sur la simulation numérique de l'expérimentation. Dans un premier temps, cette étude a comporté une analyse de l'influence de la perturbation du module d'Young et l'angle de frottement sur les prédictions numériques. Les résultats de cette étude sont illustrés dans les figures 11a-11b et le tableau V. On constate qu'une augmentation de 50 % du module d'Young induit une augmentation importante de la déformée du rideau (de l'ordre de 30 % pour la valeur maximale) et du moment fléchissant (de l'ordre de 20 % pour la valeur maximale), mais elle n'influence que

légèrement les forces dans les butons. Une augmentation de 10 % de l'angle de frottement induit une diminution de 15 % de la valeur maximale de la déformée, de 20 % de la valeur maximale du moment fléchissant et de 8 % de la force dans les butons. Ces résultats montrent la nécessité d'une bonne estimation de ces paramètres, en particulier du module d'Young dont la détermination à partir des essais triaxiaux conventionnels peut comporter de grandes incertitudes.

Afin d'étudier l'influence de la cohésion capillaire sur le comportement du rideau, une simulation a été effectuée en considérant une faible valeur de cette cohésion ( $C = 1 \text{ kPa}$ ). Les résultats obtenus sont illustrés dans les figures 11a-11b et le tableau V. On constate que cette diminution induit une augmentation moyenne de la déformée du rideau (de l'ordre de 25 % pour la valeur maximale) et du moment fléchissant (de l'ordre de 30 % pour la valeur maximale) et une augmentation très sensible des forces dans les butons (de l'ordre de 150 %). Ces résultats montrent le rôle important que joue la cohésion capillaire dans le calcul en déformation des rideaux.

## 5

## Conclusion

Dans cet article nous avons présenté les résultats d'une expérimentation en vraie grandeur sur un rideau de palplanche butonné qui a été chargé par excavation et pression en surface et a été amené à l'état-limite par réduction des forces de butonnage. La quantité et la qualité des mesures réalisées sur cet ouvrage en font un bon exemple pour la vérification des modèles utilisés dans le calcul des rideaux de soutènement.

Une prédiction de cette expérimentation a été réalisée à l'aide d'une modélisation par éléments finis avec un modèle élastique - parfaitement plastique utilisant le critère de Mohr-Coulomb non associé. Cette prédiction a montré que ce modèle décrit correctement le comportement du rideau dans les phases de fonctionnement, à savoir l'excavation et le chargement en surface. Des difficultés ont été rencontrées pour le calcul de la première phase de chargement à cause de la négligence de la perturbation induite par l'installation du rideau. Une étude paramétrique a montré que les prédictions numériques sont particulièrement sensibles au module d'Young et à la cohésion capillaire. Du fait que ces paramètres sont très sensibles au remaniement, il est recommandé de les déterminer à partir d'essais *in situ*.

## Bibliographie

- [1] Balay J., Frank R., Harfouche L. - Programme DENEbola pour le calcul des soutènements par la méthode des modules de réactions, *Bulletin de Liaison des LPC*, 120, juillet-août, p. 3-12, 1982.
- [2] Balay J. - Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction, Note d'Information Technique du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 1984.
- [3] Hettler A. - Setzungen von Einzelfundamenten auf sand, *Bautechnik* 6, p. 189-197, 1985.
- [4] Shahrour I. - PECPLAS : A finite element software for the resolution of earthwork problems, Actes du Colloque International Géotechnique-Informatique, Paris, Presses de l'ENPC, p. 327-334, 1992.
- [5] Shahrour I., Ghorbanbeigi S. - Prediction of the sheetpile wall field test of Karlsruhe using an elastoplastic finite element modelling, Workshop Sheet Pile Test Karlsruhe, Delft University, Holland, October, 1994.
- [6] Wolffersdorff P.-A. von - Feldversuch an einer Spundwand in Sandboden : Versuchsergebnisse und Prognosen, *Geotechnik* 17, p. 73-83, 1994.
- [7] Wolffersdorff P.-A. von - Results of the field test and evaluation of the predictions and subsequent calculations, Workshop Sheet Pile Test Karlsruhe, Delft University, Holland, October 1994.



# Comportement mécanique d'une paroi expérimentale renforcée par clouage

F. PELLET

P. EGGER

F. DESCŒUDRES

*Institut des Sols,  
Roches et Fondations  
École Polytechnique  
Fédérale de Lausanne  
CH 1015 Lausanne, Suisse*

## Résumé

Une paroi expérimentale renforcée par clouage a été réalisée dans le cadre d'un chantier autoroutier. Cet ouvrage, de 10 m de hauteur, a été instrumenté de manière à suivre l'évolution des déplacements et des efforts mobilisés dans les clous au cours de sa réalisation. Les résultats indiquent que les déplacements sont concentrés dans une zone proche du parement et que les efforts, nettement inférieurs à la résistance des barres, varient en fonction de la nature des terrains traversés. Des calculs effectués par éléments finis montrent que l'on peut raisonnablement prédire le comportement de l'ouvrage.

## Mechanical behaviour of an experimental wall reinforced by nailing

## Abstract

An experimental wall reinforced by soil nailing was built in the frame of highway works. This wall, of 10 m high, was instrumented in order to measure displacements and forces mobilised in the nails during the construction. The results show that displacements occur in the vicinity of the wall. Moreover forces in the nails which are lower than the tensile strength, depend on the mechanical characteristics of the encountered soils. A finite element analysis allows for a proper modelling of the mechanical behaviour of the wall.

## Introduction

Le développement croissant des infrastructures en site urbain associé à la nécessité de limiter l'emprise des ouvrages conduit fréquemment à assurer la stabilité des talus d'excavation par clouage du sol. Bien que ce procédé ait subi un essor considérable, le comportement mécanique des parois clouées n'est pas complètement éclairci.

Durant ces dernières années, les recherches se sont intensifiées pour tenter d'établir une description fidèle du comportement mécanique d'un massif cloué. Indépendamment des méthodes dites en déplacement comme la méthode des éléments finis, les approches actuelles reposent, pour la plupart, sur le principe du calcul à la rupture. On distingue les méthodes basées sur l'homogénéisation du milieu constitué par le sol et les clous (De Buhan, 1986; Anthoine, 1990) et celles qui se concentrent sur la description de l'interaction sol-clou au droit de la surface de rupture (Blondeau *et al.*, 1984; Pellet, 1993).

La validation de ces méthodes de calcul doit nécessairement passer par la confrontation des résultats obtenus et des mesures réalisées sur des ouvrages judicieusement instrumentés, réalisés en vraie grandeur. Plusieurs ouvrages expérimentaux ont été réalisés notamment en France, dans le cadre du projet CLOUTERRE (Schlosser *et al.*, 1993), et en Allemagne (Gudehus, 1981; Gässler, 1987).

Dans le cadre de la réalisation d'une tranchée couverte située sur le tracé de l'autoroute de contournement de la ville de Genève, le Département des travaux publics du canton de Genève a décidé la construction d'une paroi expérimentale renforcée par clouage. Cette étude (Pellet et Egger, 1994) vise à améliorer la compréhension du comportement de ce type d'ouvrage, dans le contexte géotechnique du bassin lémanique, en clarifiant le rôle joué par les clous et en tentant de répondre aux questions essentielles suivantes :

- Quels sont les déplacements horizontaux d'une paroi clouée ?
- Quels sont les tassements en surface ?
- Quelles sont les forces réellement mobilisées dans les barres ?

## 2

## Présentation de l'ouvrage

## 2.1

### Situation et caractéristiques géométriques

L'ouvrage est une paroi clouée de 10 m de hauteur et de 32 m de longueur. La plate-forme, qui se situe à une cote altimétrique de 420,90 m, a une largeur de 12 m au droit du profil P 250. Le parement de la paroi a un fruit de 1/10 (1 horizontal pour 10 vertical), et le renforcement est assuré par six rangs de clous (Fig. 2).

En fin de réalisation, la plate-forme de l'ouvrage a été surchargée par environ 2 m de remblai mis en place progressivement. La figure 1 montre une vue générale de l'ouvrage terminé.

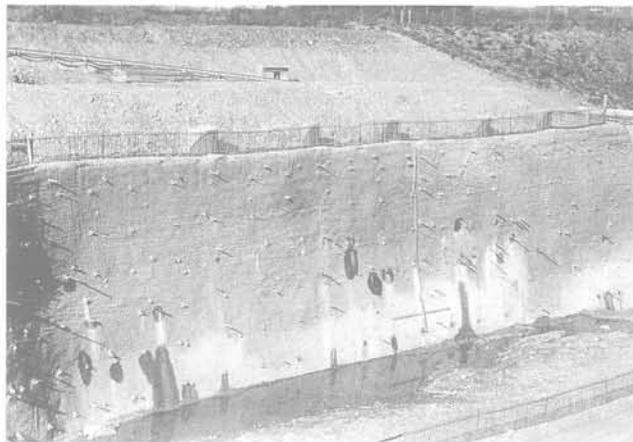


FIG. 1 Vue générale de l'ouvrage.  
General view of the wall.

## 2.2

### Contexte géologique et hydrogéologique

Comme l'essentiel du bassin genevois, le site a été modelé par la dernière grande glaciation de Würm. Dans la zone de l'ouvrage, la campagne de reconnaissance a permis de mettre en évidence trois formations distinctes dont les limites sont reportées à la figure 2.

La couche supérieure, peu cohérente et perméable, est constituée de cailloutis de retraits würmiens. Il s'agit de graviers de granulométrie moyenne se trouvant dans une matrice de sable gravillonneux de couleur gris beige. La couche intermédiaire est constituée de limon peu à moyennement argileux, souvent sableux, renfermant de nombreux cailloux de taille variable. Elle est relativement cohérente et imperméable. La couche inférieure dénommée « alluvion ancienne », est formée de cailloutis morainiques dans une matrice de sable plus ou moins limoneux renfermant des blocs épars de taille décimétrique. Cette formation qui peut être légèrement cimentée présente une assise de compacité élevée (Fig. 3). Du point de vue hydrologique, signalons que la nappe phréatique est très profonde et ne concerne pas la zone de l'ouvrage.

Plusieurs essais ont été réalisés *in situ* et en laboratoire sur des échantillons prélevés. L'analyse des résultats associée aux conclusions de la campagne de reconnaissance préliminaire réalisée pour le projet ont permis de définir les caractéristiques mécaniques des matériaux retenues pour les calculs de stabilité de l'ouvrage (tableau I).

## 2.3

### Réalisation de l'ouvrage

L'ouvrage a été exécuté d'avril à juin 1994. L'excavation, divisée en six étapes de hauteur variant entre 1,50 m et 2,25 m, a été réalisée en continu sur toute la longueur de l'ouvrage, lorsque la tenue du terrain le permettait, et par plots alternés d'environ 5 m de longueur dans le cas contraire. La durée moyenne d'une étape d'excavation était d'environ une semaine.

Le parement est constitué d'une couche de béton projeté ayant une épaisseur théorique de 15 cm. Il est armé par deux nappes de treillis soudés.

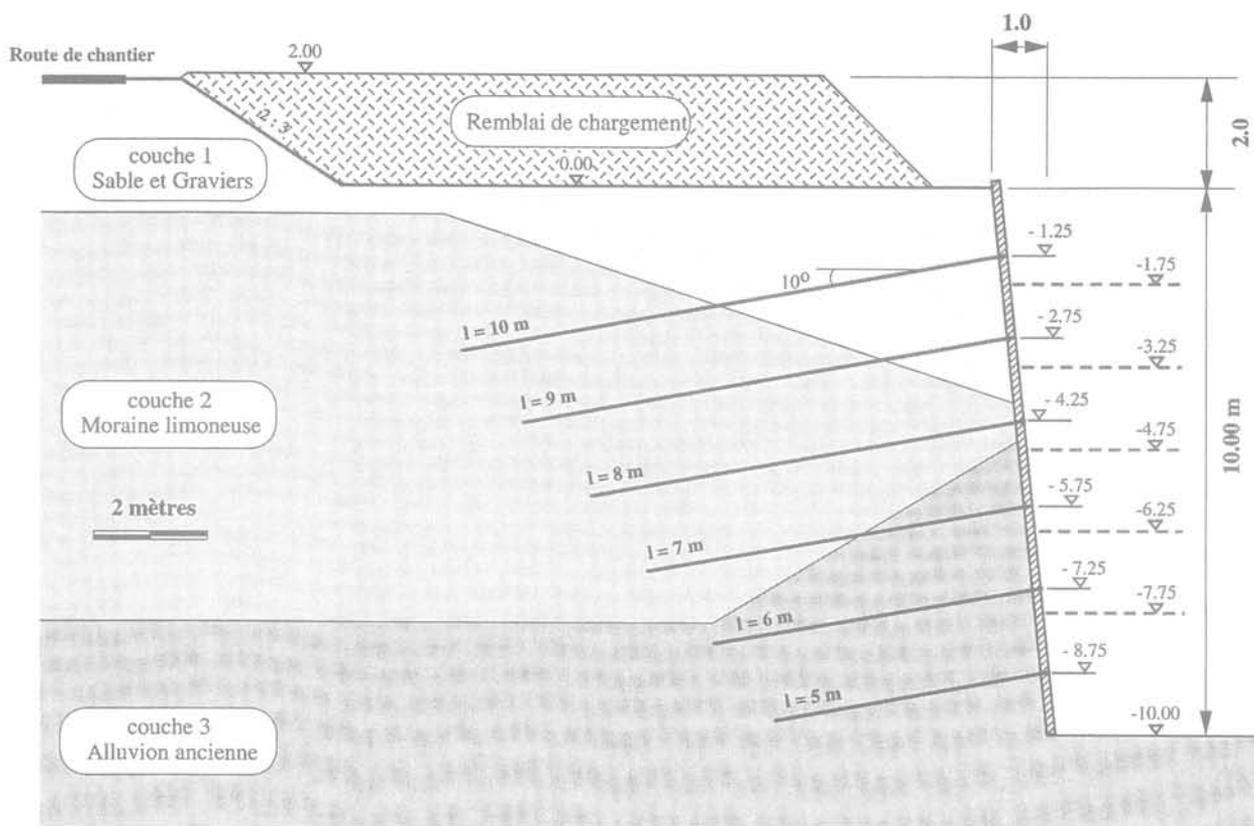


FIG. 2 Coupe transversale au profil 250.  
Cross section at the profile 250.



FIG. 3 Vue de la couche 3.  
View of the layer 3.

Le renforcement est assuré par six rangs de clous de longueur variant entre 5 et 10 m (Fig. 2). Ces clous sont disposés selon une maille rectangulaire, avec un espacement vertical de 1,5 m et un espacement horizontal de 2 m. Les barres sont mises en place dans des forages de 114 mm de diamètre inclinés à 10 degrés, puis injectées gravitairement à l'aide d'un coulis de ciment. Deux jours après leur mise en place, elles sont réinjectées à l'aide d'un tube muni d'une manchette à son extrémité, puis serrées à la clé dynamométrique à une tension théorique de 50 kN.

Bien que la nappe phréatique soit située au-dessous de l'ouvrage, une batterie de drains subhorizontaux et de barbacanes a été mise en place pour évacuer d'éventuelles poches d'eau.

A la fin de la réalisation de la paroi, une pause d'une semaine a été observée. Le remblayage de la plate-

TABLEAU I Caractéristiques mécaniques des géomatériaux pour les calculs de stabilité.  
Mechanical characteristics of geomaterials for stability analysis.

	Poids volumique $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Cohésion $c$ [kPa]	Angle de frottement $\phi$ degrés
Couche 1 Sable et graviers	22,5	0-10	33
Couche 2 Moraine limoneuse	23,5	10-50	30
Couche 3 Alluvion ancienne	24,0	10-50	40

forme s'est ensuite opérée au rythme d'une couche de 70 cm d'épaisseur par semaine pour atteindre une hauteur de 2,10 m. Le matériau utilisé est un mélange de sable et gravier provenant directement du chantier.

## 2.4

### Caractéristiques mécaniques des matériaux de construction

Le béton projeté est dosé à 300 kg/m<sup>3</sup>. Le coulis de scellement est composé d'un mélange d'eau et de ciment, dans un rapport E/C égal à 1, et d'un adjuvant accélérateur de prise. Les essais en laboratoire, réalisés à 28 jours sur des éprouvettes cylindriques, ont indiqué les résistances à la compression simple suivantes :

- coulis  $\sigma_{c,28} = 52$  MPa
- béton projeté  $\sigma_{c,28} = 18$  MPa

Les clous sont des barres Swiss Gewi de 20 mm de diamètre dont les caractéristiques nominales sont les suivantes :

- diamètre  $D_b = 20$  mm
- limite élastique  $\sigma_{el} = 500$  MPa
- limite d'écoulement  $\sigma_{ec} = 600$  MPa
- module d'élasticité  $E = 210\,000$  MPa
- déformation à la rupture  $\epsilon_f = 20\%$

Quatre essais d'arrachement, dont l'un sur une barre instrumentée, ont été réalisés sur des clous de longueurs scellées variables, mis en place dans la couche de l'alluvion ancienne. Les résultats ont permis d'estimer la résistance du scellement à 70 kN par mètre linéaire de barre, pour une longueur scellée d'environ 2 m.

## 2.5

### Programme expérimental et dispositif d'auscultation

Le programme expérimental a consisté à mesurer les déplacements horizontaux et verticaux (tassements) ainsi que les efforts mobilisés dans les barres au cours de la réalisation de l'ouvrage. Les mesures ont été faites après chacune des six étapes d'excavation et à l'issue des trois phases de remblayage de la plate-forme.

#### 2.5.1

#### Mesures des déplacements

Quatorze cibles de nivellement (N1 à N14), repérées à la figure 4, ont été placées sur la plate-forme et sur le couronnement de la paroi. Les déplacements horizontaux de la paroi ont été mesurés par visées optiques sur des réglottes fixées au parement par des supports métalliques. La précision de ces mesures est de l'ordre du millimètre. Quatre tubes inclinométriques (I1 à I4) de 14 m de profondeur chacun ont été mis en place à partir de la plate-forme (Fig. 4). Trois sont implantés sur le profil d'étude (P 250) et un se situe au profil P 238 à un mètre du couronnement de la paroi.

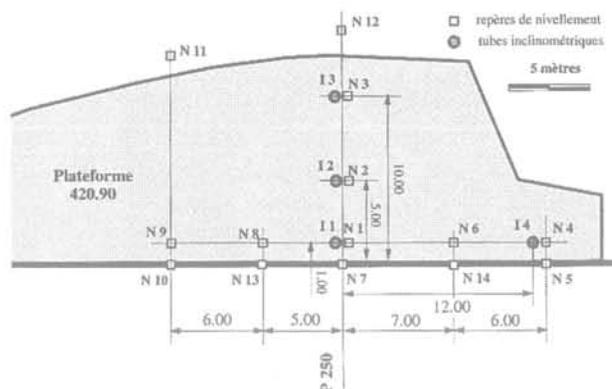


FIG. 4 Schéma d'implantation des repères de mesure en surface.

Reference marks for ground level measurements.

## 2.5.2

### Mesures des efforts mobilisés dans les barres

Sur le profil d'étude (P 250), les six rangs de clous ont été instrumentés à l'aide de jauges d'extensométrie collées sur les barres. Chaque barre est équipée d'une paire de jauges disposée tous les mètres linéaires. Les deux jauges sont placées de façon diamétralement opposée et le montage électronique est réalisé en demi-pont. On mesure ainsi la déformation axiale moyenne de la section de barre au point considéré, ce qui permet de calculer l'effort normal mobilisé. Pour assurer la précision des mesures, chaque barre a fait l'objet d'un étalonnage préalable en laboratoire.

## 3

### Observation du comportement de l'ouvrage

#### 3.1

#### Déplacements de l'ouvrage

L'évolution dans le temps des déplacements horizontaux et verticaux est respectivement représentée aux figures 5 et 6, sur lesquelles l'avancement des travaux a été reporté. La situation précise des points de mesure est indiquée à la figure 4.

Au cours de la réalisation de l'ouvrage, on observe une augmentation graduelle des déplacements horizontaux à mesure que la profondeur d'excavation s'accroît (Fig. 5). Le déplacement maximal en tête de la paroi (repère HN7) atteint 25 mm à l'issue de la dernière étape d'excavation (mesure du 16 mai). Les vitesses de déplacement qui étaient approximativement constantes pour les cinq premières étapes se réduisent considérablement lors de la dernière étape en raison de la présence de la couche raide à la base de l'ouvrage (alluvion ancienne).

Les déplacements verticaux sur la plate-forme subissent une évolution comparable à celle des déplacements horizontaux (Fig. 6). Le tassement maximal, mesuré sur le couronnement de la paroi (repère N7), est de 22 mm. Il est obtenu à l'issue de la dernière étape

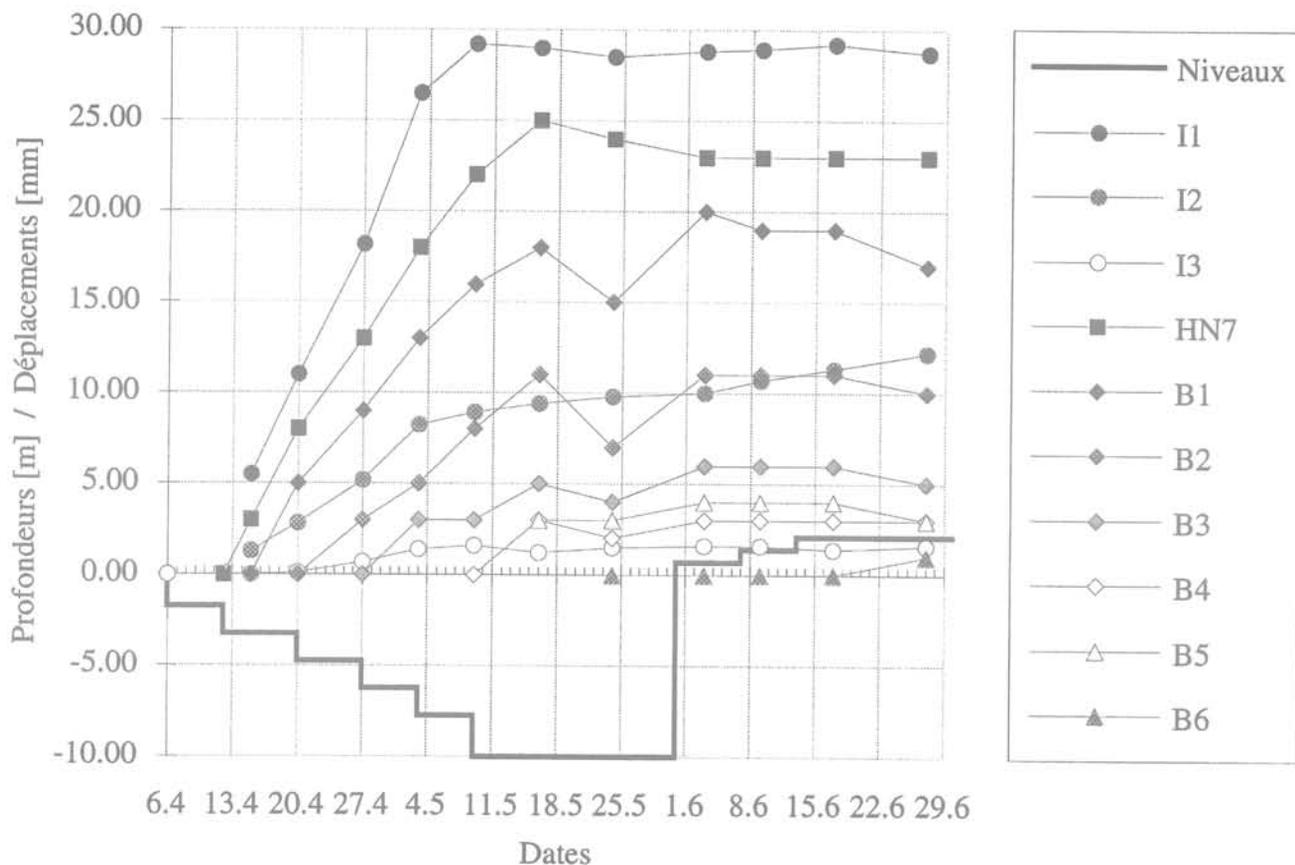


FIG. 5 Évolution des déplacements horizontaux en fonction du temps.  
Evolution of the horizontal displacements with respect to time.

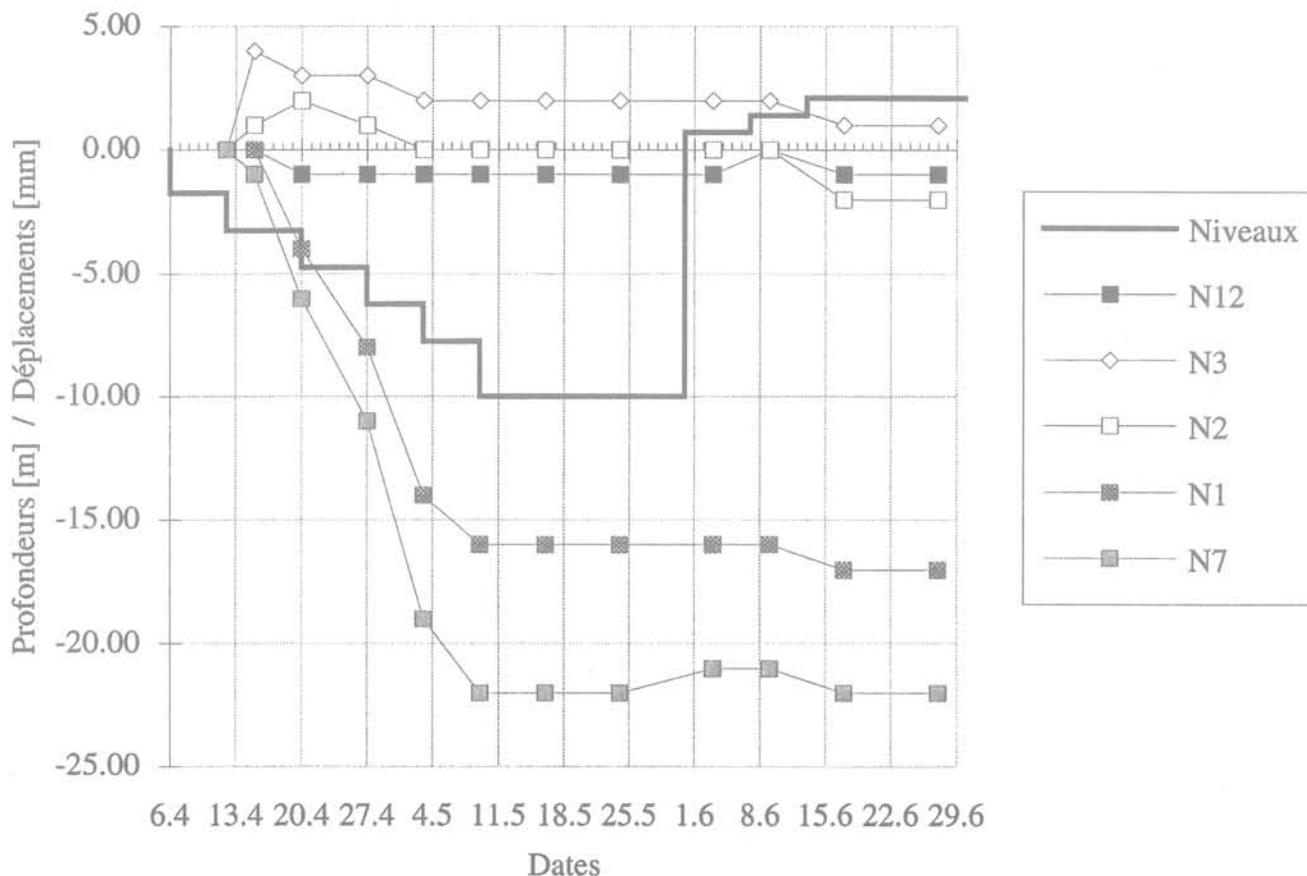


FIG. 6 Évolution des déplacements verticaux en fonction du temps  
Evolution of the vertical displacements with respect to time.

d'excavation. A mesure que l'on s'éloigne de la paroi, les tassements décroissent rapidement. A 1 m de la paroi, au droit de l'inclinomètre I1 (repère N1), le tassement maximal n'est plus que de 16 mm. A partir de 5 m (repères N2, N3), aucun tassement significatif n'a été enregistré.

Pour la période comprise entre la fin de l'excavation de l'ouvrage et le début du chargement (du 16 au 31 mai), les déplacements mesurés ne se sont pas accrus. On note au contraire un léger retour vers l'arrière de la partie supérieure de la paroi, tandis que les tassements se sont stabilisés. Le chargement de la plate-forme, appliqué entre le 31 mai et le 14 juin, n'a provoqué aucun accroissement des déplacements de l'ouvrage.

Les déplacements de la paroi et du massif de sol à l'issue de chacune des étapes de réalisation de l'ouvrage sont représentés sur les figures 9a à 9g sur lesquelles les limites des couches géologiques ont également été reportées. Pour tenir compte des déplacements survenus avant la pose des repères, une correction par extrapolation linéaire des valeurs lues sur les inclinomètres a été réalisée.

L'examen des profils inclinométriques montre que les déplacements décroissent avec la profondeur et avec la distance au parement de l'ouvrage. La décroissance des déplacements avec la profondeur est régulière et confirme l'absence d'une surface de glissement. On remarque cependant que, lors de la 3<sup>e</sup> étape d'excavation, le recoupement de la couche molle (moraine

limoneuse) conduit à une légère perturbation dans le profil des déplacements enregistrés sur l'inclinomètre I1. Le déplacement maximal enregistré sur l'inclinomètre I1, qui est de 29 mm à la fin de l'excavation, s'atténue rapidement à mesure que l'on s'éloigne du parement.

Les déplacements mesurés sur la paroi elle-même décroissent aussi avec la profondeur. Cela indique un mouvement de translation associé à une légère rotation qui correspond à un basculement de la paroi vers l'aval. La perturbation observée sur le profil inclinométrique est encore plus évidente sur la paroi. Le déplacement à ce niveau (B3) est légèrement supérieur à celui du niveau supérieur (B2). Le dernier niveau (B6) n'indique aucun déplacement ce qui semble confirmer la raideur de la couche inférieure.

### 3.2 Efforts mobilisés dans les barres

L'évolution des efforts maximaux mobilisés dans chacune des barres en fonction du temps est représentée à la figure 7. Chaque barre se mobilise très rapidement lors des étapes d'excavation qui suivent sa mise en place ; au-delà, l'effort dans la barre se stabilise. Durant la semaine de pause qui suit l'excavation, un léger déchargement des barres supérieures (B1 et B2), parfaitement conforme aux déplacements mesurés, est observé. Notons que les trois phases successives de

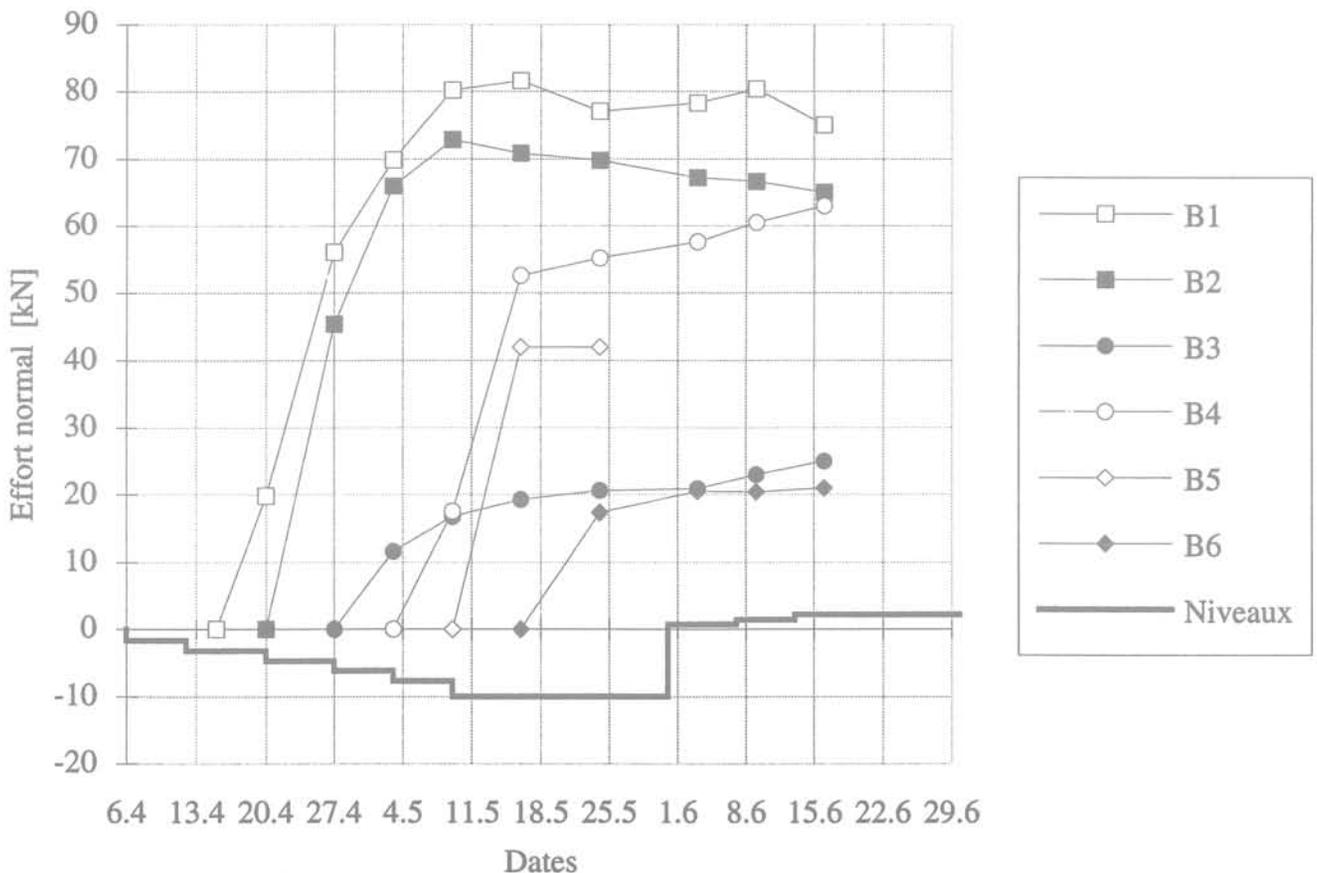


FIG. 7 Évolution des efforts maximaux mobilisés dans les barres en fonction du temps. Evolution of the maximal forces in the bolts with respect to time.

chargement de la plate-forme, n'ont provoqué aucune augmentation substantielle des efforts dans les barres.

La distribution des efforts normaux mobilisés dans les barres au cours de l'excavation de l'ouvrage est indiquée aux figures 10a à 10g. Les limites des couches géologiques sont également reportées.

La mise en tension progressive de la première barre conduit lors de la troisième et de la quatrième étape d'excavation à une distribution approximativement constante de l'effort normal. A partir de la cinquième étape, on observe un point de traction maximal situé à 3,5 m du parement qui s'élève à 80 kN. Cet effort n'augmente plus lors des étapes d'excavation suivantes. Sur cette barre, un nombre important de jauges de déformation se sont détériorées réduisant à trois le nombre de jauges opérationnelles à la fin de l'essai. Notons cependant que les trois points de mesures restants encadrent l'effort normal maximal. La deuxième barre est rapidement mise en tension. L'effort normal dont la valeur maximale est obtenue à la cinquième étape d'excavation, atteint 73 kN. Cet effort décroît à mesure que l'on s'éloigne du parement. Sur cette barre, le point de tension maximal est situé à proximité du parement.

La troisième barre, mise en place dans la couche molle de moraine limoneuse, est extrêmement peu chargée comparativement aux deux précédentes. La distribution de l'effort normal dont le maximum atteint 19 kN est approximativement constante le long de la barre. La quatrième barre, quant à elle, est mise en place partiellement dans la couche raide d'alluvions anciennes et partiellement dans la couche molle (moraine limoneuse). L'effort important (61 kN) enregistré à proximité du parement, chute brutalement au droit de l'interface de ces deux couches.

La cinquième barre est, elle aussi, relativement chargée. L'effort maximal atteint 42 kN à proximité du parement. Comme pour la précédente, une brutale chute de l'effort normal est observée à 1,5 m du parement. La sixième demeure relativement peu chargée ce qui semble logique compte tenu qu'aucune étape d'excavation n'a suivi sa mise en place.

### 3.4

## Synthèse des mesures

L'analyse de l'auscultation de l'ouvrage montre que la quasi-totalité des déplacements se sont produits lors de la réalisation de l'ouvrage en raison du déconfinement consécutif à l'excavation. Le déplacement horizontal maximal en tête de paroi atteint environ 3‰ de la hauteur ce qui est comparable aux observations faites sur d'autres ouvrages (Clouterre, 1991). Les déplacements horizontaux et verticaux du massif de sol s'atténuent rapidement à mesure que l'on s'éloigne de la paroi. A 5 m du parement, au droit de l'inclinomètre I2, le déplacement horizontal mesuré en surface ne représente plus que 35 % du déplacement de la tête de la paroi. A 10 m, au droit de l'inclinomètre I3, les déplacements horizontaux et verticaux sont insignifiants. L'application de la surcharge n'a produit aucun déplacement supplémentaire significatif.

La distribution des efforts dans les barres est conforme aux observations faites sur d'autres ouvrages. Les efforts maximaux sont localisés non loin du parement. Les valeurs maximales mesurées dans les barres supérieures, représentent environ 45 % de leur

résistance à la traction (respectivement 80 kN et 180 kN). Le frottement mobilisé au contact barre-terrain ne dépasse pas 30 kN/m, dans l'alluvion ancienne soit, 43 % de la résistance à l'arrachement.

### 4

## Modélisation du comportement de l'ouvrage par la méthode des éléments finis

### 4.1

### Introduction

Une analyse numérique par la méthode des éléments finis a été entreprise pour modéliser le comportement de l'ouvrage.

Les calculs ont été réalisés à l'aide du programme EFEMER du Laboratoire de Mécanique des Roches de l'EPFL. Il s'agit d'un programme en élasto-plasticité qui permet de simuler une excavation en modifiant les caractéristiques des matériaux au cours du calcul (Dudt et Pellet, 1989). Les calculs ont été réalisés en déformations planes. Le maillage de l'ouvrage qui est représenté à la figure 8, comprend 667 nœuds qui définissent 616 éléments de surface. Les caractéristiques géomécaniques retenues après observation de la tenue des terrains lors de l'excavation de l'ouvrage sont résumées au tableau II.

Les clous sont représentés par des éléments-barres qui, dans le cas particulier, correspondent à des plaques de rigidité axiale équivalente. Les caractéristiques retenues sont les suivantes :

- module d'élasticité  $E = 210\,000$  MPA;
- section  $A = 1,57 \cdot 10^{-4}$  m<sup>2</sup>;
- effort à la rupture  $F = 180$  kN.

La paroi elle-même, constituée de béton projeté et de treillis d'armature, est représentée par des éléments-poutre dont les rigidités sont les suivantes :

- rigidité axiale  $EA = 3,70 \cdot 10^6$  kN;
- rigidité à la flexion  $EI = 3,0 \cdot 10^4$  kN.m<sup>2</sup>.

Les calculs ont été réalisés pour les six étapes d'excavation et les trois phases de remblayage. Afin de représenter au mieux le processus de réalisation de l'ouvrage, chaque étape d'excavation a été divisée selon les sous-étapes suivantes :

- annulation des éléments excavés : 1 pas de calcul;
- activation des éléments de poutre (revêtement) : 3 pas de calcul;
- activation des éléments de barre : calcul jusqu'à convergence.

### 4.2

## Comparaison des déplacements calculés et mesurés

Les déplacements calculés lors de chacune des étapes sont représentés aux figures 9a à 9g.

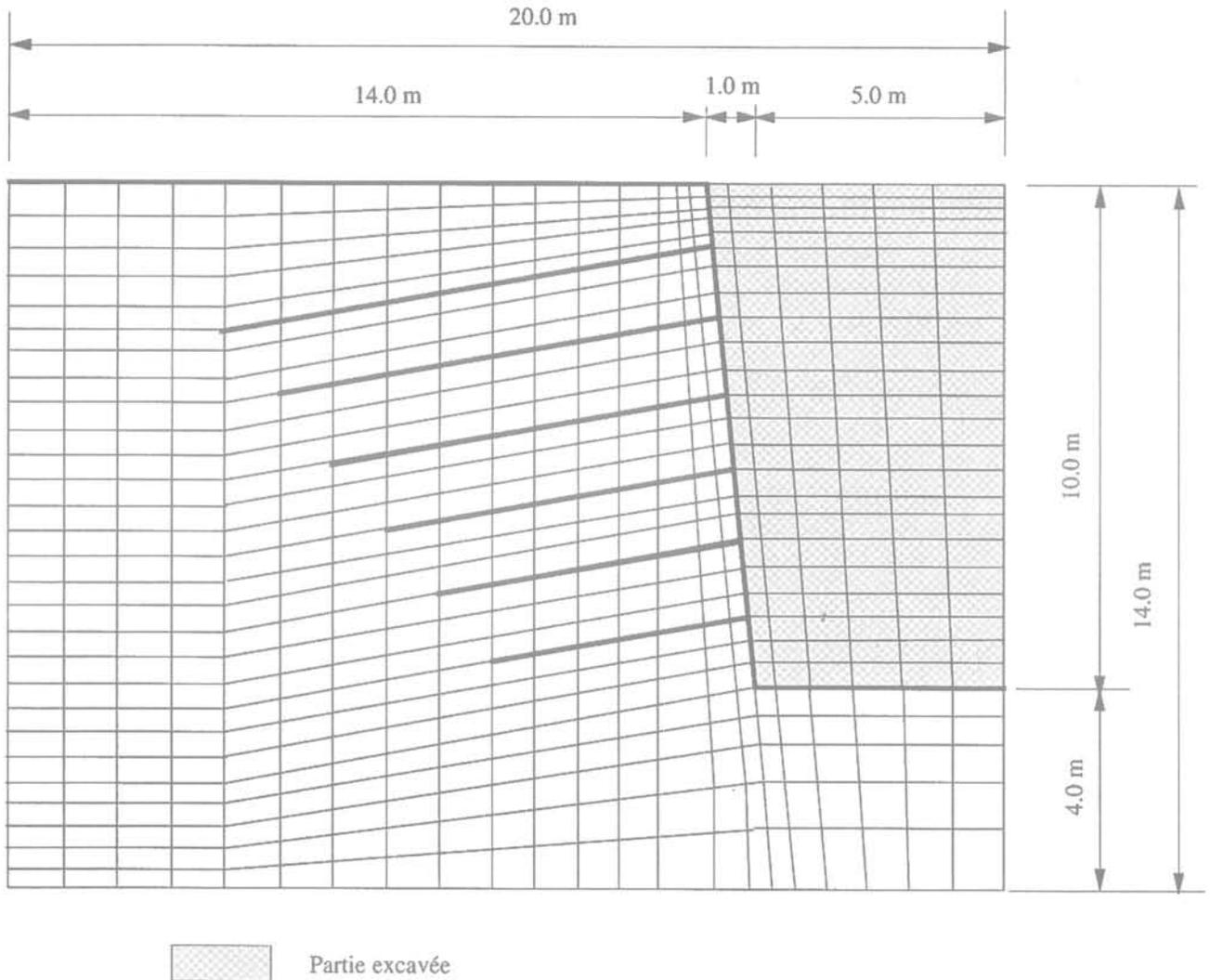


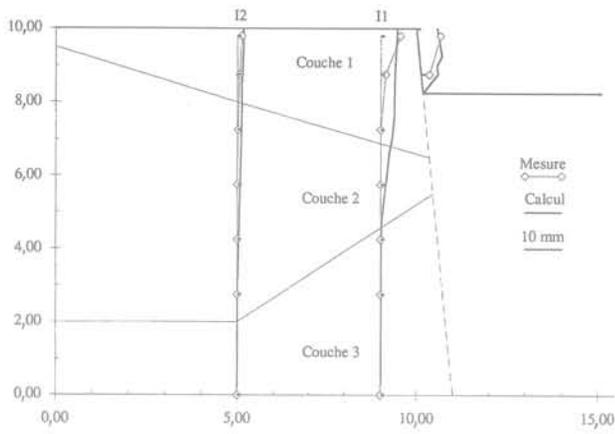
FIG.8 Maillage de l'ouvrage.  
Finite element mesh.

Lors des premières étapes, une bonne concordance entre valeurs mesurées et valeurs calculées est observée. A l'issue de la deuxième étape les déplacements calculés et mesurés en tête de paroi sont respectivement de 10 et 12 mm. En arrière, au droit des inclinomètres I1 et I2, situés respectivement à 1 m et à 5 m de la paroi, les déplacements calculés et mesurés en surface sont à peu près équivalents.

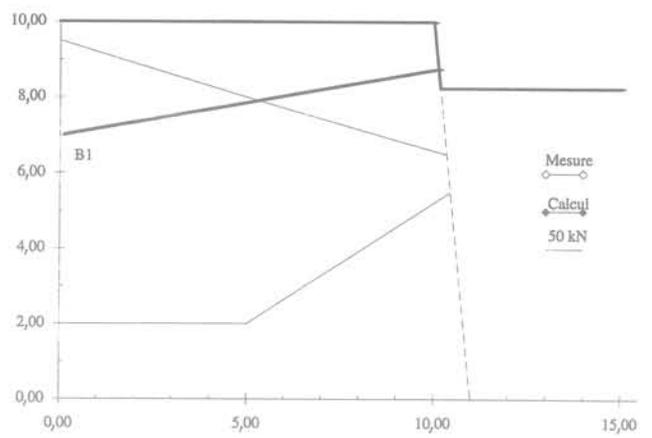
A mesure que l'excavation progresse, le déplacement calculé en tête devient inférieur à la valeur mesurée. L'écart maximal est observé à l'issue de la sixième étape d'excavation où le déplacement calculé est de 15 mm tandis que la valeur mesurée atteint 25 mm. Sur la hauteur de la paroi les déplacements s'accordent mieux à l'exception de la zone située entre 6 et 8 m (barres B2 et B3) où les déplacements calculés sont net-

TABLEAU II Caractéristiques mécaniques des géomatériaux pour le calcul par éléments finis.  
Mechanical characteristics of geomaterials for finite element analysis.

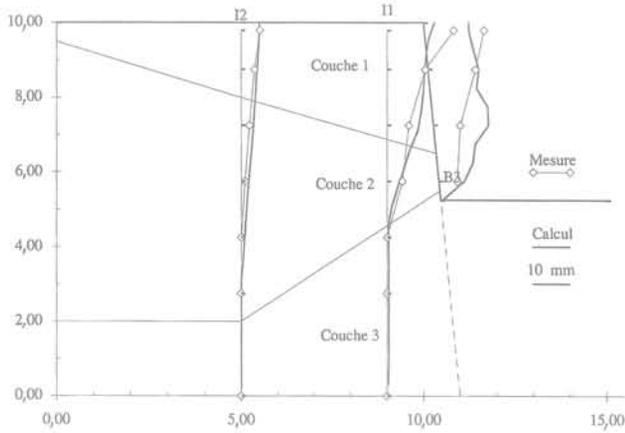
	Poids volumique $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Module d'élasticité E [kPa]	Cohésion c [kPa]	Angle de frottement $\phi$ degrés
Couche 1 Sable et graviers	22,5	5 000	5	33
Couche 2 Moraine limoneuse	23,5	12 000	10	30
Couche 3 Alluvion ancienne	24,0	30 000	50	40



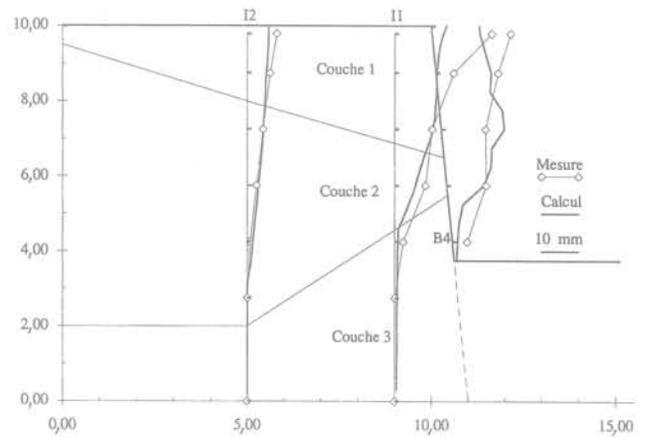
**FIG. 9a** Déplacements calculés et mesurés à l'issue de la 1<sup>re</sup> étape d'excavation.  
Measured and calculated displacements after the 1st excavation stage.



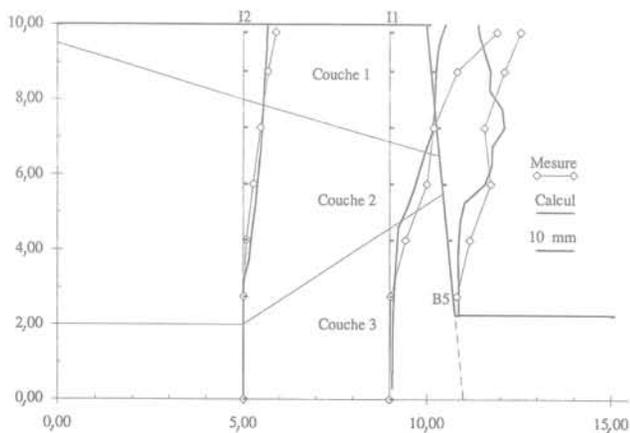
**FIG. 9b** Déplacements calculés et mesurés à l'issue de la 2<sup>e</sup> étape d'excavation.  
Measured and calculated displacements after the 2nd excavation stage.



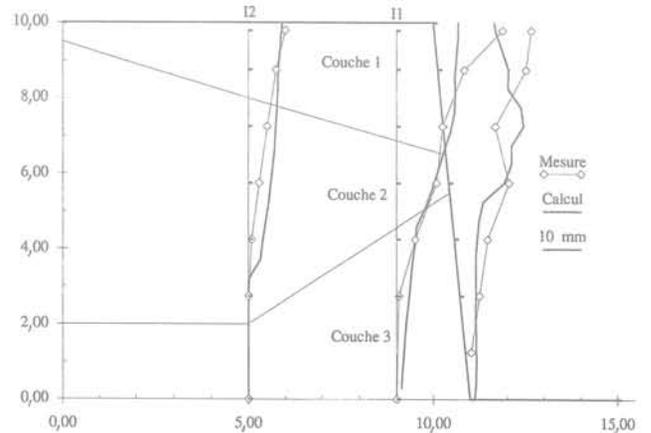
**FIG. 9c** Déplacements calculés et mesurés à l'issue de la 3<sup>e</sup> étape d'excavation.  
Measured and calculated displacements after the 3rd excavation stage.



**FIG. 9d** Déplacements calculés et mesurés à l'issue de la 4<sup>e</sup> étape d'excavation.  
Measured and calculated displacements after the 4th excavation stage.



**FIG. 9e** Déplacements calculés et mesurés à l'issue de la 5<sup>e</sup> étape d'excavation.  
Measured and calculated displacements after the 5th excavation stage.



**FIG. 9f** Déplacements calculés et mesurés à l'issue de la 6<sup>e</sup> étape d'excavation.  
Measured and calculated displacements after the 6th excavation stage.

## Comparaisons des efforts calculés et mesurés

Les distributions des efforts mobilisés dans les barres lors des phases successives d'excavation sont représentées aux figures 10a à 10b.

Pour la première barre (B1) la valeur maximale de l'effort en fin d'excavation est nettement inférieure à la valeur mesurée. Lorsque la surcharge est appliquée, l'écart se réduit respectivement 80 kN mesuré contre 58 kN calculé. Le calcul indique un point d'effort maximal plus proche du parement que celui mis en évidence par les mesures.

Pour la deuxième barre (B2) l'écart entre les efforts maximaux mesurés et calculés est moindre. La valeur calculée à l'issue de la sixième étape d'excavation est de 53 kN contre 71 kN mesurée. L'application de la surcharge provoque une augmentation de l'effort calculé inférieur à celui observé pour la première barre. L'effort maximal est localisé à environ 1,5 m du parement.

La distribution des efforts calculés pour la troisième barre (B3) laisse apparaître des efforts nettement supérieurs aux valeurs mesurées. Le calcul indique un effort maximal de 55 kN après l'application de la surcharge, alors que la valeur mesurée n'est que de 23 kN. Cela pourrait être dû à une insuffisance d'adhérence liée à la mauvaise qualité de la couche traversée (couche 2) que le calcul ne prend pas en compte. On admet en effet, une adhérence parfaite entre la barre et le terrain.

A l'inverse de la barre précédente, les efforts calculés dans la quatrième barre (B4) sont inférieurs aux valeurs mesurées. L'effort maximal, enregistré à l'issue de la sixième étape, est localisé à 2 m du parement. Il est de 20 kN alors que la mesure indique 53 kN.

La cinquième barre demeure relativement peu chargée. L'effort maximal calculé est de 20 kN pour une valeur mesurée de 41 kN. La sixième barre mise en place après l'achèvement de l'excavation est, elle aussi, très peu sollicitée. On enregistre 21 kN après l'application de la surcharge alors que le calcul indique 7 kN.

En résumé, les écarts entre efforts calculés et mesurés sont plus faibles pour les barres supérieures que

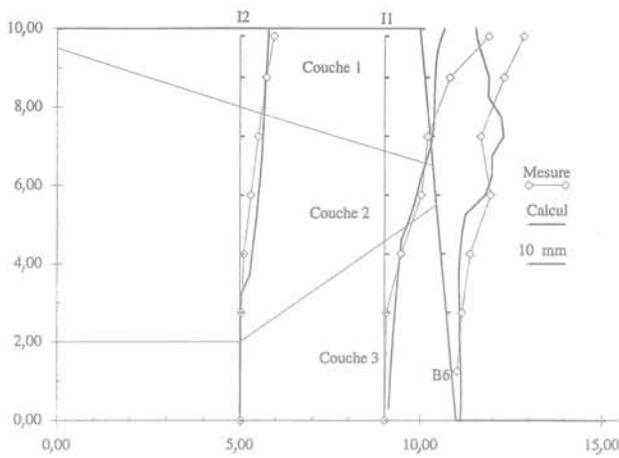


FIG. 9g Déplacements calculés et mesurés après l'application de la surcharge.  
Measured and calculated displacements after the overloading.

tement supérieurs aux valeurs mesurées. A la base de l'ouvrage, dans la couche raide d'alluvions anciennes, la concordance des déplacements est relativement bonne.

L'allure générale de la déformée calculée de la paroi montre des irrégularités dues à la flexion que subit chaque tronçon de paroi immédiatement après sa mise en place. Ces irrégularités sont particulièrement marquées lorsque l'ouvrage traverse la couche molle (repères B2 et B3).

La concordance des déplacements dans le massif de sol au droit de l'inclinomètre I1 est satisfaisante à l'exception du déplacement en surface dont la valeur mesurée à l'issue de la sixième étape d'excavation est de 29 mm contre 17 mm calculé. Plus en arrière sur l'inclinomètre I2, les profils de déplacements calculés et mesurés coïncident relativement bien. Le tassement mesuré de la tête de la paroi est de 22 mm alors que la valeur calculée est de 17 mm. Comme les mesures l'ont mis en évidence, le calcul confirme que l'application de la surcharge ne provoque pas d'augmentation notable des déplacements.

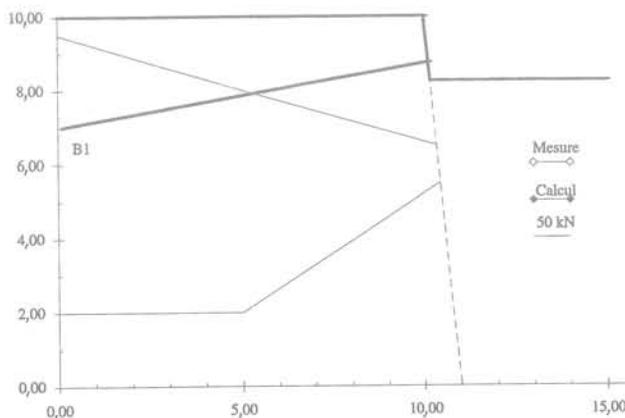


FIG. 10a Efforts calculés et mesurés à l'issue de la 1<sup>re</sup> étape d'excavation.  
Measured and calculated forces after the 1st excavation stage.

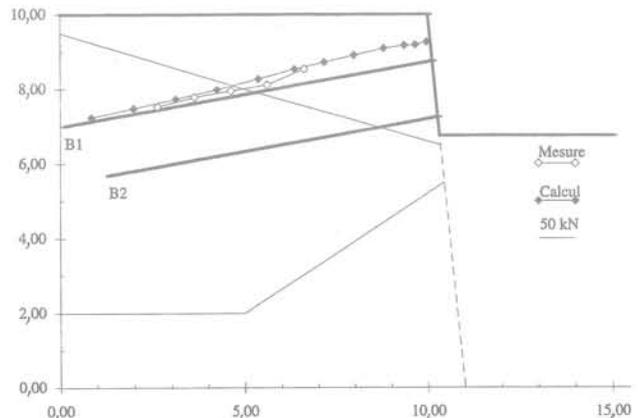


FIG. 10b Efforts calculés et mesurés à l'issue de la 2<sup>e</sup> étape d'excavation.  
Measured and calculated forces after the 2nd excavation stage.

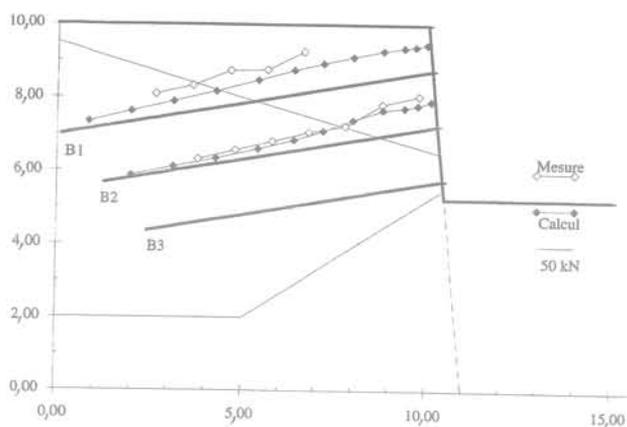


FIG. 10c Efforts calculés et mesurés à l'issue de la 3<sup>e</sup> étape d'excavation.  
Measured and calculated forces after the 3<sup>rd</sup> excavation stage.

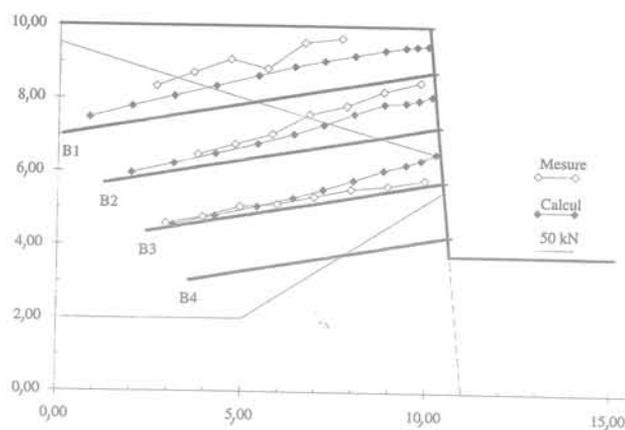


FIG. 10d Efforts calculés et mesurés à l'issue de la 4<sup>e</sup> étape d'excavation.  
Measured and calculated forces after the 4<sup>th</sup> excavation stage.

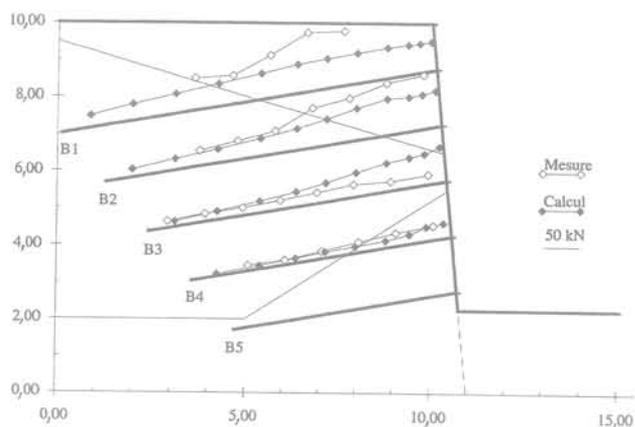


FIG. 10e Efforts calculés et mesurés à l'issue de la 5<sup>e</sup> étape d'excavation.  
Measured and calculated forces after the 5<sup>th</sup> excavation stage.

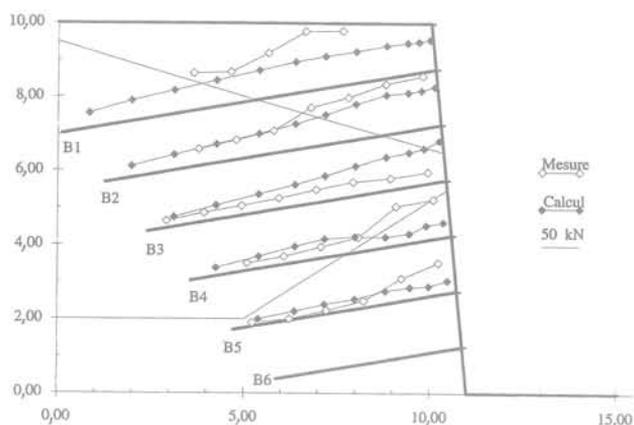


FIG. 10f Efforts calculés et mesurés à l'issue de la 6<sup>e</sup> étape d'excavation.  
Measured and calculated forces after the 6<sup>th</sup> excavation stage.

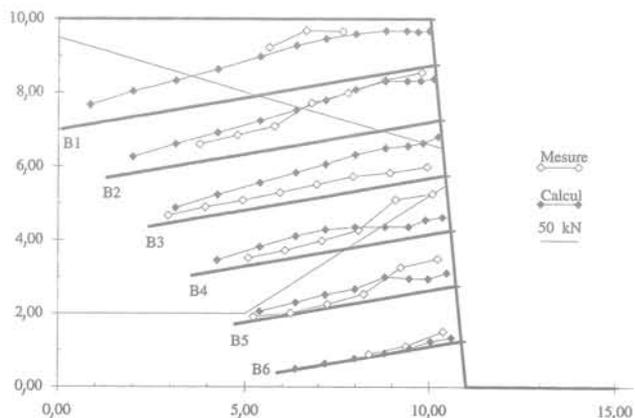


FIG. 10g Efforts calculés et mesurés après l'application de la surcharge.  
Measured and calculated forces after the overloading.

pour les barres inférieures. De manière générale, on observe des distributions d'efforts similaires indiquant une décroissance des efforts à mesure que l'on s'éloigne du parement.

## 5

### Conclusion

L'analyse des résultats de l'instrumentation de l'ouvrage a permis de préciser son comportement mécanique au cours des différentes étapes de réalisation. Les déplacements horizontaux et verticaux sont concentrés à proximité du parement dans une zone qui s'étend sur une distance environ égale à la moitié de la hauteur de l'ouvrage. Au-delà les déplacements sont insignifiants. Les efforts maximaux mesurés dans les barres sont de l'ordre de la moitié de leur résistance à la traction et le frottement mobilisé est nettement infé-

rieur au frottement limite. L'application d'une surcharge de hauteur équivalant au cinquième de la hauteur de l'ouvrage ne provoque aucune augmentation substantielle des déplacements de la paroi ni des efforts mobilisés dans les barres.

L'analyse numérique du comportement de l'ouvrage par la méthode des éléments finis a montré qu'en dépit de la simplicité du modèle de comportement, on peut raisonnablement estimer les déplacements

et les efforts dans les clous de ce type d'ouvrages.

### Remerciements

L'Institut des sols, roches et fondations de l'École polytechnique fédérale de Lausanne remercie l'Office fédéral des routes de la Confédération helvétique ainsi que le Département des travaux publics du Canton de Genève d'avoir accepté de financer ce projet.

## Bibliographie

- Anthoine A. – Une méthode pour le dimensionnement à la rupture des ouvrages en sols renforcés. *Revue Française de Géotechnique*, n° 50, 1990, pp. 5-17.
- Blondeau F., Christiansen M., Guilloux A., Schlosser F. – Talren, Méthode de calcul des ouvrages en terre renforcée. Proc. Int. Symp. *in Situ* soil and Rock Reinforcement, Paris, Presses de l'ENPC, 1984, pp. 219-224.
- De Buhan P. – Approche fondamentale du calcul à la rupture des ouvrages en sols renforcés. Thèse de doctorat d'état, Université Paris-VI, 1986.
- Dudt J.-P., Pellet F. – EFEMER, Méthode des éléments finis en élasto-plasticité, présentation générale. ISRF-EPFL, 1989.
- Gässler G. – Vernagelte Geländesprünge Tragverhalten und Standsicherheit. Veröffentlichungen, Heft 108, Universität Fridericiana, Karlsruhe, 1987.
- Gudehus G. – Clouage des sols : règles de dimensionnement et leur vérification expérimentale. *Revue Française de Géotechnique*, n° 19, 1981, pp. 30-37.
- Pellet F. – Résistance et déformabilité des massifs rocheux stratifiés renforcés par ancrages passifs. Thèse de doctorat n° 1169, École polytechnique fédérale de Lausanne, 1993.
- Pellet F., Egger P., Descoedres F. – Étude du comportement d'une paroi expérimentale renforcée par clouage. Rapport R328, École polytechnique fédérale de Lausanne, 1994.
- Recommandations CLOUTERRE 1991, pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols. Paris, Presses de l'ENPC, 272 p.
- Schlosser F., Unterreiner P., Plumelle C. – Validation des méthodes de calcul de clouage par les expérimentations du projet national CLOUTERRE. *Revue Française de Géotechnique*, n° 64, 1993, pp. 11-20.