

# Application de modèles de calcul à l'élargissement d'une autoroute sur sol compressible

Application of calculation models to a widening of a road embankment on soft soil

J.F. COUVREUR, M. VERMAUT

Unité de Génie Civil, Université Catholique de Louvain\*

P.A. VERMEER

Département de Géotechnique, Université de Delft\*\*

Rev. Franç. Géotech. n° 65, pp. 67-79 (octobre 1993)

## Résumé

L'élargissement du talus autoroutier près de Rotterdam aux Pays-Bas, réalisé en 1988, a permis de tester une nouvelle méthode d'exécution sur sol compressible, suivant un phasage en éventail (« *gap-méthode* »). Cet article présente les caractéristiques expérimentales, géotechniques et instrumentales de ce remblai, la détermination des paramètres adéquats et la comparaison des valeurs issues de différents calculs classiques ou par éléments finis entre elles et avec les résultats expérimentaux. Enfin l'article met en évidence le précieux avantage de la « *gap-méthode* » par rapport à la méthode classique des couches horizontales.

## Abstract

The widening of a road embankment near Rotterdam has been carried out in 1988 to test a new way of staged construction on soft soils, according to a so-called gap-method. This paper gives the geotechnical profile and soil properties. Furthermore, a comparison of data from some different classical calculations, finite element method computations and field measurements is done. Special attention is paid to the material constants as requested for the different analyses. At last this paper brings to the fore the advantage of the new "gap-method" relative to the classical method of staged construction with horizontal soil layers.

\* Bâtiment Vinci, place du Levant, 1, 1348 Louvain-la-Neuve, Belgique.

\*\* Civiele Techniek, Stevinweg, 1, 2628 CN Delft, Pays-Bas.

## NOTATIONS

$c$	: cohésion [kN/m <sup>2</sup> ]
$C_c$	: indice de compression
$C_p, C$	: constante de compressibilité primaire
$C_s$	: constante de compressibilité séculaire (fluage)
$C_t$	: constante de compressibilité du matériau
$C'_t$	: constante de gonflement du matériau
$e$	: indice de vide
$G$	: module de cisaillement [kN/m <sup>2</sup> ]
$K_0$	: pression neutre
$p$	: charge par unité de surface ; pression moyenne effective [kN/m <sup>2</sup> ]
$p_c$	: pression de consolidation [kN/m <sup>2</sup> ]
$S$	: tassement primaire [Terzaghi] [m]
$S_t$	: tassement au temps $t$ (Buisman-Koppejan) [m]
$t$	: temps depuis le début du chargement [jours]
$\gamma_n$	: poids volumique humide du sol [kN/m <sup>3</sup> ]
$\varepsilon$	: tassement par unité de hauteur d'échantillon
$\kappa, \kappa^*$	: indices de gonflement (Cam-Clay)
$\lambda$	: indice de Froehlich
$\lambda, \lambda^*$	: indices de compression (Cam-Clay)
$\nu$	: coefficient de dilatation transversale (Poisson)
$\sigma'_c$	: contrainte de consolidation [kN/m <sup>2</sup> ]
$\sigma'_0$	: contrainte initiale [kN/m <sup>2</sup> ]
$\Phi$	: angle de frottement [degrés]
$\Psi$	: angle de dilataance [degrés]

## 1. INTRODUCTION

Confrontés comme de nombreux pays aux problèmes de circulation, les Pays-Bas ont entrepris un vaste programme d'amélioration de l'infrastructure autoroutière qui consiste notamment à élargir les autoroutes existantes. Un tel projet est ardu car, à la recherche d'une méthode d'exécution la moins coûteuse, la plus rapide et la moins perturbatrice de la circulation sur l'autoroute existante, s'ajoute le problème de l'extrême médiocrité du sol (tourbe et argile) pouvant engendrer des tassements considérables. Afin de tester des variantes d'exécution et de comparer aux mesures les résultats issus de différents modèles de calcul, un talus expérimental a été exécuté en 1988 près de Rotterdam, sur le site du « BriCor », sur un sol compressible et suivant une nouvelle méthode d'exécution. Jusqu'à présent, on connaît peu le comportement à la déformation du sol et du talus existant pendant l'exécution des travaux et comment il peut être correctement prédit. La connaissance est encore moindre si l'on désire savoir quelle est la variante préférable et quels en sont les éventuels avantages.

2. LE SITE EXPÉRIMENTAL  
DU « BRICOR »

L'élargissement de l'autoroute A-16 reliant Rotterdam à La Haye et Utrecht (fig. 1) a été une opportunité pour réaliser un remblai expérimental, de la même manière

que le Laboratoire des Ponts et Chaussées en avait entrepris à Cubzac-les-Ponts (MAGNAN *et al.*, 1978). Ce remblai fait partie du réaménagement du Van Brienenoordcorridor (abrégé en BriCor) effectué en 1988 par le « Rijkswaterstaat » à l'est de Rotterdam. La cote du terrain naturel est de 1,75 m en dessous du niveau moyen de la mer. Le substratum est constitué de sable un peu graveleux et le niveau phréatique est à hauteur du terrain naturel. La coupe lithographique (fig. 2) présente 3 couches subhorizontales grossières (DEUTEKOM *et al.*, 1992) :

- une mince couche de terre végétale argileuse ;
- une couche de tourbe d'une épaisseur approximative de 5,5 m ;
- une couche d'argile dont l'épaisseur atteint plus de 9 m.

Les propriétés du sol ont été déterminées au moyen de forages et de sondages ; sur les échantillons issus de ces forages, différents essais de laboratoire ont été réalisés : essais de compressibilité, de perméabilité et essais cellulaires. Ils ont permis d'établir une coupe lithographique et de déterminer certains paramètres dont les plus importants dans le cadre de cette étude sont repris au tableau 1. A la vue de ce tableau nous pouvons dire que nous travaillons avec un sol normalement consolidé ; en effet  $\sigma'_c \approx \sigma'_0 + 20$  kN/m<sup>2</sup>. Les paramètres sont décrits au paragraphe 3. Le sable dispose de caractéristiques géotechniques tout à fait habituelles.

La figure 3 présente la disposition et les dimensions du remblai existant et du talus nécessaire à l'élargissement de l'autoroute. La cunette existante est en fait un canal remblayé par du sable lors de la construction de l'assise de l'autoroute originelle. Cette technique d'exécution, anciennement utilisée, est aujourd'hui révolue vu son coût. Une alternative est de « déposer » le talus (surhaussé) sur le sol médiocre et de le laisser tasser pendant et après l'exécution. Dès que la stabilisation est atteinte, la construction de la route elle-même peut avoir lieu. Cette alternative simple n'est concevable qu'à condition de pouvoir prévoir correctement la surhausse nécessaire et l'amplitude des tassements... On adopte également à la figure 3 la modélisation bicouche (tourbe-argile) du problème. On présente les dimensions imposantes du remblai nécessaire à l'élargissement : près de 50 m de largeur et 9 m de hauteur. La longueur est telle que le problème peut être appréhendé par une étude bidimensionnelle. Dans le cadre du talus expérimental du BriCor, les essais suivants ont été réalisés :

- forages et sondages ;
- mesures de pression d'eau ;
- mesures de tassements et de déplacements horizontaux ;
- mesures de contraintes de cisaillement.

Le remblai a été exécuté en 15 phases sur une durée totale de 600 jours à partir du 26 août 1988. A la figure 3, le phasage de la « gap-méthode » a été simplifié en trois étapes. En fin de construction, le remblai a atteint une hauteur de 7,5 m, en considérant le tassement durant la phase de construction. En volume de terre remblayée, la hauteur totale du talus est alors de 9,2 m. La différence constitue la surhausse.

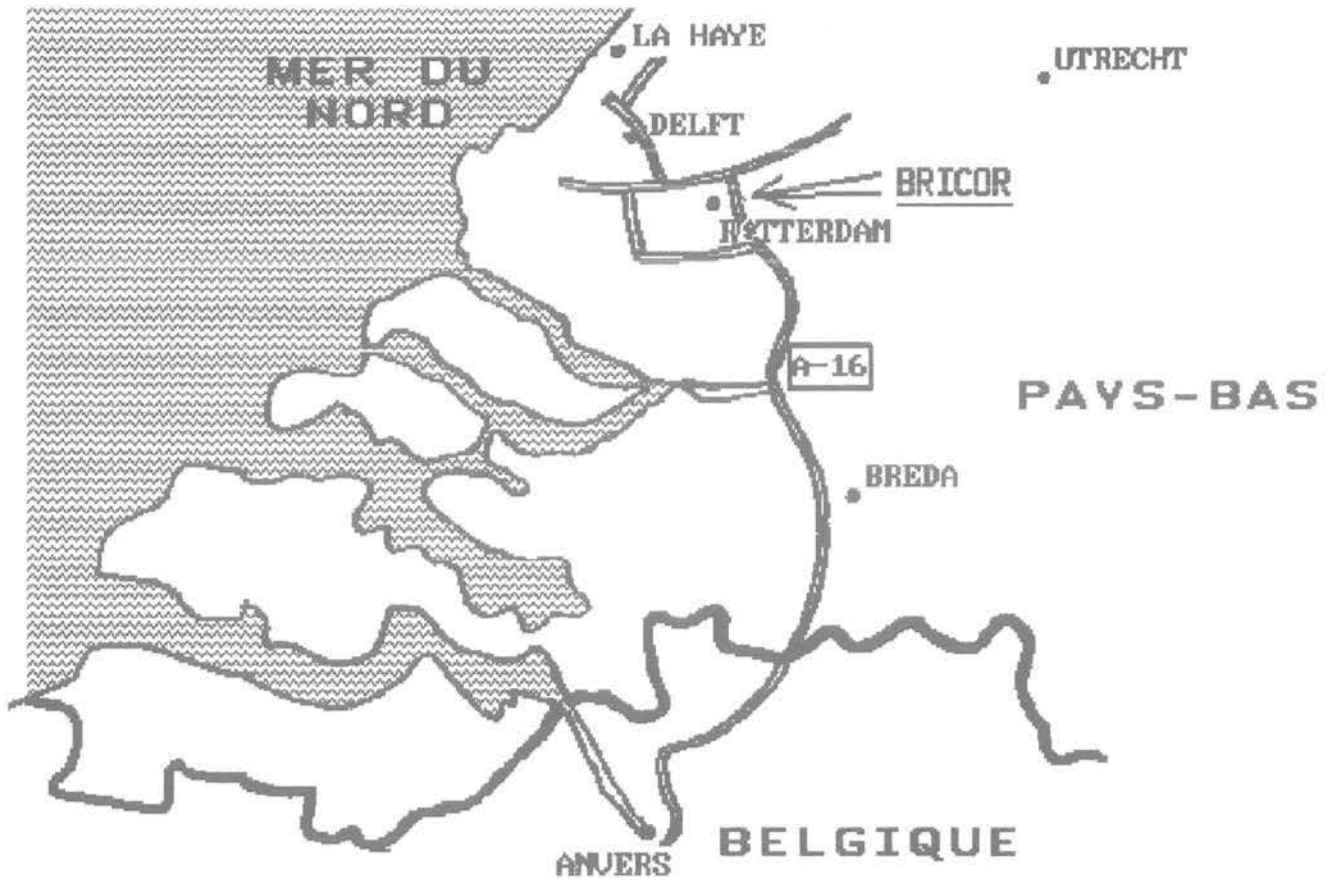


Fig. 1. — Localisation du site expérimental du BriCor.  
 Fig. 1. — Localization of the BriCor experimental site.

Tableau 1. — Paramètres issus des essais de compressibilité et de perméabilité.  
 Table 1. — Parameters deduced from compressibility and permeability tests.

Nature du sol	Profondeur moyenne (m)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma'_o$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )	C (-)	$C_s$ (-)
Argile	0,5	11,5	3	31	12	42
Tourbe	2	11,7	7	31	6	37
Argile tourbeuse	5,5	12,3	15	24	7	53
Argile organique	13,5	15,9	27	52	10	123
Argile sableuse	14,7	16,4	59	85	12	86

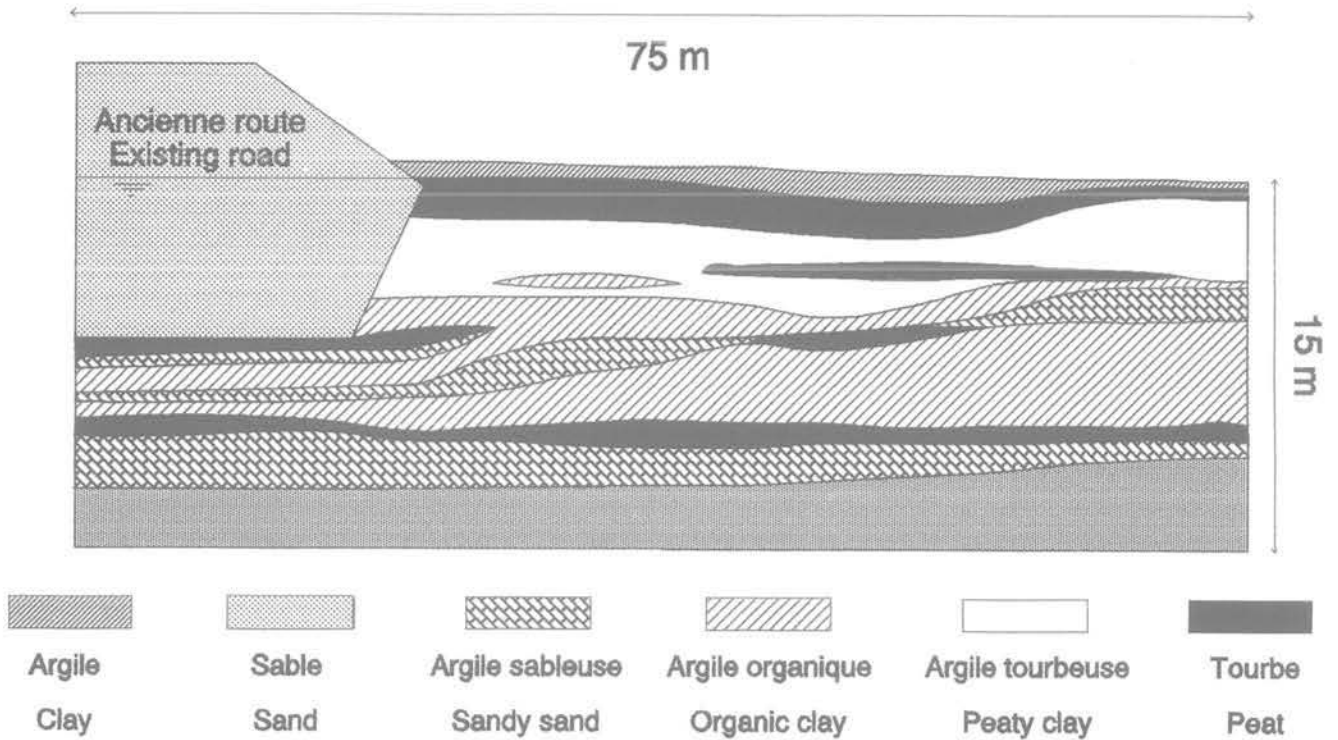


Fig. 2. — Coupe lithographique transversale à hauteur du talus existant (BriCor).  
 Fig. 2. — Transverse soil profile cross the existing embankment (BriCor).

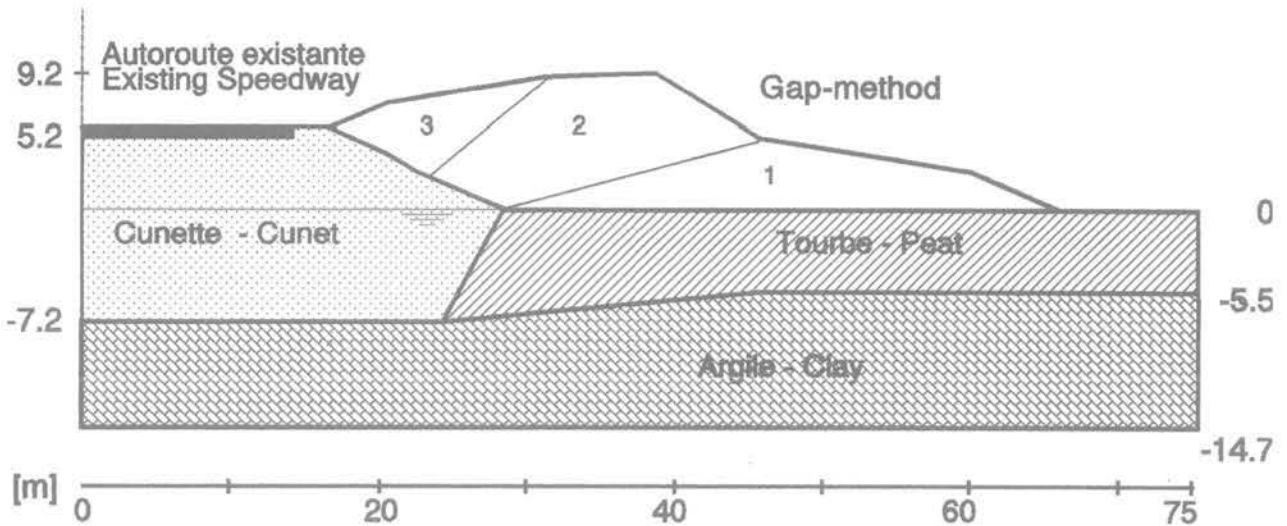


Fig. 3. — Modélisation bicouche du problème.  
 Fig. 3. — Problemschematization in two layers.

### 3. CALCUL UNIDIMENSIONNEL

Grâce aux mesures faites à l'œdomètre, TERZAGHI (1925) a déduit la loi œdométrique qui donne, pour tous types de sol, le tassement primaire  $S$  en fonction de la charge :

$$S = \int_0^h \epsilon dz = \int_0^h C^{-1} \ln[(\sigma'_0 + \Delta \sigma') / \sigma'_0] dz$$

avec :

- $S$  : expression du tassement primaire,
- $h$  : hauteur totale des deux couches compressibles,
- $\sigma'_0$  : contrainte initiale, augmentant avec la profondeur,
- $\Delta \sigma'$  : augmentation de contrainte due à la charge,
- $C$  : constante de compressibilité primaire du matériau.

La loi œdométrique de TERZAGHI fournit donc uniquement le tassement primaire, autrement dit après le

processus de consolidation. Pour pouvoir introduire la notion de fluage, appelé aussi effet séculaire, la loi de BUISMAN-KOPPEJAN (1948) a été utilisée :

$$S_t = \int_0^h \varepsilon dz = \int_0^h C_t^{-1} \ln[(\sigma'_0 + \Delta \sigma') / \sigma'_0] dz$$

où  $C_t$  est calculé avec la formule :

$$C_t^{-1} = C^{-1} + C_s^{-1} \log(t/t_0)$$

avec :

- $S_t$  : le tassement au temps  $t$ ,
- $t$  : le temps depuis le début du chargement,
- $t_0$  : le temps de référence (généralement  $t_0 = 1$  jour),
- $C$  : la constante de compressibilité primaire du matériau (généralement notée  $C_p$  dans la littérature),
- $C_s$  : la constante de compressibilité séculaire (fluage) du matériau.

Il peut être utile de remarquer que  $C_s$  n'est pas l'indice de gonflement mais une constante de fluage et que la dernière équation présentée n'ait d'application que pour des sols normalement consolidés. La constante  $C$  peut aussi être définie par rapport à l'indice de compression  $C_e$ , généralement rencontré dans la littérature internationale, et par  $e$  l'indice de vide :

$$C = 2,3 (1 + e) / C_e$$

Contrairement à la tradition internationale, pour laquelle  $C_e$  est considéré comme une constante, on utilise au Pays-Bas et en Belgique plus couramment  $C_s$  et donc  $(1 + e)/C_e$ , comme une constante du matériau. La comparaison entre les mesures et les calculs se fera pour un temps  $t = 1\ 000$  jours à dater du début de l'exécution des travaux de remblaiement. On constate en effet qu'après ce laps de temps, le processus de consolidation est entièrement écoulé. Cette constatation est aisément compréhensible si l'on songe que le talus a été exécuté lentement, en 600 jours (plus d'un an s'est donc écoulé depuis la fin de sa réalisation...) et que la présence de drains verticaux accélère le processus de consolidation. Il est aussi possible de tenir compte dans ces lois de la contrainte de consolidation  $\sigma'_c$  en y définissant les constantes de compressibilité  $C'_t$  et  $C'_s$  avant et après  $\sigma'_c$  :

$$S_t = \int_0^h [C_t'^{-1} \ln(\sigma'_c / \sigma'_0) + C_t^{-1} \ln((\sigma'_0 + \Delta \sigma') / \sigma'_c)] dz$$

La constance  $C'_t$  est appelée constante de gonflement et est obtenue par une formule similaire à  $C_t$ . Cette dernière formulation est en fait d'un intérêt limité : le sol considéré étant presque normalement consolidé, dès le début du chargement, les contraintes dans le sol dépassent  $\sigma'_c$  et le calcul des tassements ne fait ainsi appel pratiquement qu'aux constantes  $C_s$  et  $C$ . Grâce aux essais de compressibilité, on connaît  $\gamma_n$  (le poids volumique humide du sol),  $C$ ,  $C_s$  et  $\sigma'_c$  pour chaque couche de sol (tableau 1). Au moyen d'une moyenne pondérée par l'épaisseur de chaque couche réelle, on peut déterminer les paramètres équivalents pour les deux couches de la modélisation (tableau 2).

Le calcul purement unidimensionnel des contraintes est très simple : à chaque profondeur du sol, la contrainte est égale au chargement constitué par le sol supérieur ; le sol est alors un simple ensemble de colonnes unidimensionnelles indépendantes. Connaissant la « répartition » des contraintes initiales  $\sigma'_0$  dans le sol ainsi que l'augmentation de contrainte  $\Delta \sigma'$  suite au chargement, on peut alors calculer les tassements résultants  $S_t$  au moyen de la formule de BUISMAN-KOPPEJAN. À la figure 4, on apprécie le résultat de ce calcul simple pour un problème relativement complexe, surtout près de la cunette dont l'influence ne peut pas être prise en compte et qui engendre un comportement peu unidimensionnel. Ceci explique la mauvaise concordance entre les résultats et les mesures pour les abscisses situées entre 20 et 40 m. Notons que l'abscisse 0 représente l'axe de symétrie de la route et que toutes les mesures de tassement sont enregistrées par rapport au terrain naturel. On peut en conclure qu'un calcul unidimensionnel constitue toujours un outil appréciable dans la pratique de l'ingénieur, même s'il est grossier : il ne met pas en lumière l'influence de la cunette, ni ne fournit une idée des déplacements horizontaux. Facile à appréhender, rapide à utiliser, cette méthode aux paramètres parfaitement connus est utile pour connaître un premier ordre de grandeur... et servir également de référence pour étalonner des modèles plus complexes.

#### 4. CALCUL BIDIMENSIONNEL DES CONTRAINTES

Après avoir développé une réflexion unidimensionnelle, tant pour le calcul des contraintes que pour celui des tassements, il peut être intéressant d'aborder une approche bidimensionnelle de la répartition de contraintes engendrée par le talus. Le calcul des tassements, lui, se

Tableau 2. — Paramètres du sol modélisé.

Table 2. — Modelled soil parameters.

Nature du sol	Profondeur moyenne (m)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	C (-)	$C_s$ (-)	$C_{t=1\ 000}$ (-)	$\sigma'_c$ (kN/m <sup>2</sup> )
Tourbe	5,5	12,1	7	47	4	27
Argile	14,7	16,0	10	118	7	56



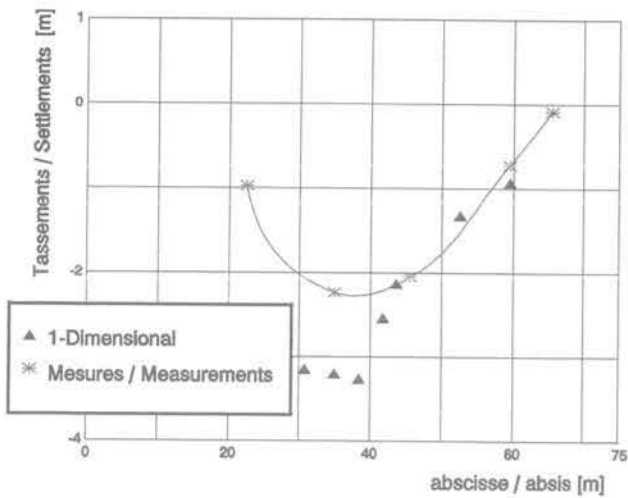


Fig. 4. — Tassements mesurés et calculés classiquement.  
Fig. 4. — Settlements: measurements and usual calculations.

fera toujours selon la loi logarithmique de BUISMAN-KOPPEJAN. Les contraintes initiales, avant chargement, sont dues au poids des différentes couches de sol; grâce à la connaissance de leur épaisseur et de leur poids volumique (déjaugé si sous le niveau phréatique) respectifs, on obtient aisément les contraintes initiales en fonction de la profondeur  $z$ . La formule de BOUSSINESQ (1885) permet de connaître l'accroissement de contrainte  $\Delta\sigma_z$  à une profondeur  $z$  sous une charge ponctuelle  $P$  (fig. 5) placée à la surface d'un matériau semi-infini (milieu homogène isotrope linéaire élastique):

$$\Delta\sigma_z = [3P/(2\pi R^2)] \cos^3\theta$$

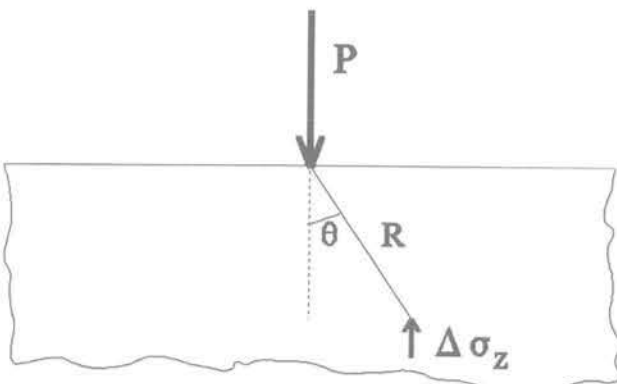


Fig. 5. — Formule de Boussinesq (charge ponctuelle).  
Fig. 5. — Formula of Boussinesq (point load).

A partir de cette formule, en appliquant le principe de superposition, on aboutit à une formulation pour une répartition trapézoïdale (fig. 6):

$$\Delta\sigma_x = \rho/\pi[(\alpha + \beta + \gamma) + (\alpha + \gamma)b/a + (\alpha - \gamma)x/a]$$

Comme le sol ne peut généralement pas être considéré comme homogène et isotrope et que le module d'élasticité n'est pas constant mais varie plutôt en fonction

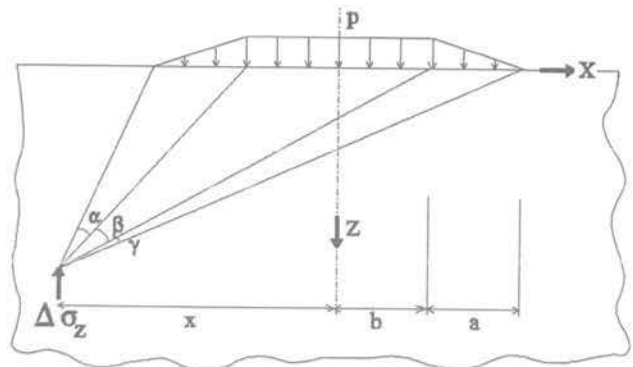


Fig. 6. — Formule de Boussinesq (charge trapézoïdale).  
Fig. 6. — Formula of Boussinesq (trapezoid load).

de la contrainte, FROEHLICH (1932) a établi une loi plus générale ne reposant plus que sur l'hypothèse de linéarité de la répartition des contraintes; dans les mêmes conditions qu'à la figure 5:

$$\Delta\sigma_z = [(\lambda/2\pi)(P/R^2)] \cos^{\lambda}\theta$$

L'indice de FROEHLICH  $\lambda$  peut prendre les valeurs entre 1 et 6; on constate que plus la valeur de  $\lambda$  est grande, plus les contraintes sont concentrées sous la charge. L'expression de FROEHLICH avec  $\lambda = 3$  est équivalente à l'équation de BOUSSINESQ. Le principe de superposition reste applicable et mène finalement à la formulation suivante pour une répartition de charge semi-trapézoïdale (fig. 7):

$$\Delta\sigma_z = f_{\lambda} (\lambda/\pi)p \left[ \int_0^{\beta_2} \cos^{\lambda-1}\theta d\theta + \int_{\beta_1}^{\beta_2} (z/a)(\tan\beta_1 \cos^{\lambda-1}\theta - \tan\theta \cos^{\lambda-1}\theta) d\theta \right]$$

$$\text{où } f_{\lambda} = \int_0^{\pi/2} \cos^{\lambda}\theta d\theta$$

Dans le cas d'un remblai sur un sol compressible, un plus grand étalement de la répartition des contraintes que dans le cas d'un comportement élastique est prévisible. Cela se concrétise dans la formulation de FROEHLICH par un coefficient  $\lambda$  inférieur à 3 ( $\lambda = 3$  correspond à la formulation de BOUSSINESQ). Au moyen d'un programme FORTRAN écrit à cette fin, puis validé au moyen de nombreux benchmarks (COUVREUR et VERMAUT, 1992), il est possible de calculer les tassements dus à un remblai « trapézoïdal » suivant les formulations de la mécanique des sols classique. Comme on le constate à la figure 8, la différence entre les formulations de BOUSSINESQ et de FROEHLICH ( $\lambda = 2$ ) est faible (moins de 10%). La consistance de la relation de FROEHLICH est ainsi mise en évidence mais son intérêt paraît ici limité; par conséquent la for-

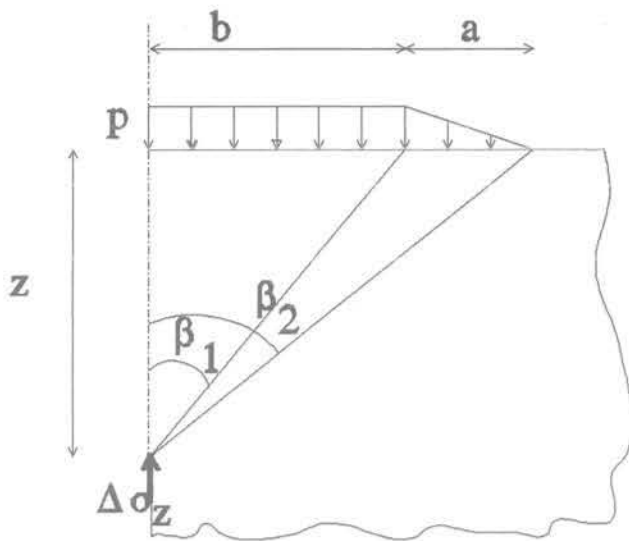


Fig. 7. — Formule de Froehlich (charge semi-trapézoidale).

Fig. 7. — Formula of Froehlich (semitrapezoid load).

mulation — plus simple — de BOUSSINESQ sera dorénavant préférée. Comme nous l'avions déjà souligné auparavant, une discordance entre les mesures et les calculs est observée dans la zone d'influence de la cunette. Ce phénomène met au premier plan les limitations du calcul unidimensionnel.

### 5. LE MODÈLE NON ASSOCIÉ DE MOHR-COULOMB

Le sol tout comme le matériau rocheux est caractérisé par l'existence d'un seuil au-delà duquel des déformations permanentes (*plastiques*) apparaissent. Le modèle de MOHR-COULOMB (CHEN, 1975 ; SALENCON, 1974) suppose un comportement élastoplastique parfait du sol. Suivant qu'ils respectent ou non le postulat de DRUCKER, ces modèles plastiques sont *associés* ou *non associés*. Seuls ces derniers peuvent donner des résultats convaincants dans le domaine de la mécanique des sols. Le modèle non associé de MOHR-COULOMB (VERMEER et DE BORST, 1984), qui approxime le comportement sous un essai triaxial drainé, nécessite la connaissance de 5 paramètres :

- *domaine élastique* : le module de cisaillement  $G$  et le coefficient de dilatation transversale (ou coefficient de Poisson)  $\nu$  ;

- *domaine plastique* : la cohésion  $c$ , l'angle de frottement  $\Phi$  et l'angle de dilataance  $\Psi'$ .

Grâce notamment aux essais cellulaires sur les échantillons de sol prélevés, on détermine aisément (par moyenne pondérée) les valeurs de la cohésion  $c$  et de l'angle de frottement  $\Phi$ . Par contre, les coefficients  $\nu$  et  $\Psi'$  sont ardu à mesurer in situ ou en laboratoire. Dès lors, on se base sur des relations semi-empiriques répandues, fonction de l'angle de frottement  $\Phi$ . Ainsi pour le coefficient de dilatation transversale, et ce afin d'obtenir une valeur réaliste de la pression neutre  $K_0$  dans des calculs élastiques, on combine les relations élastique

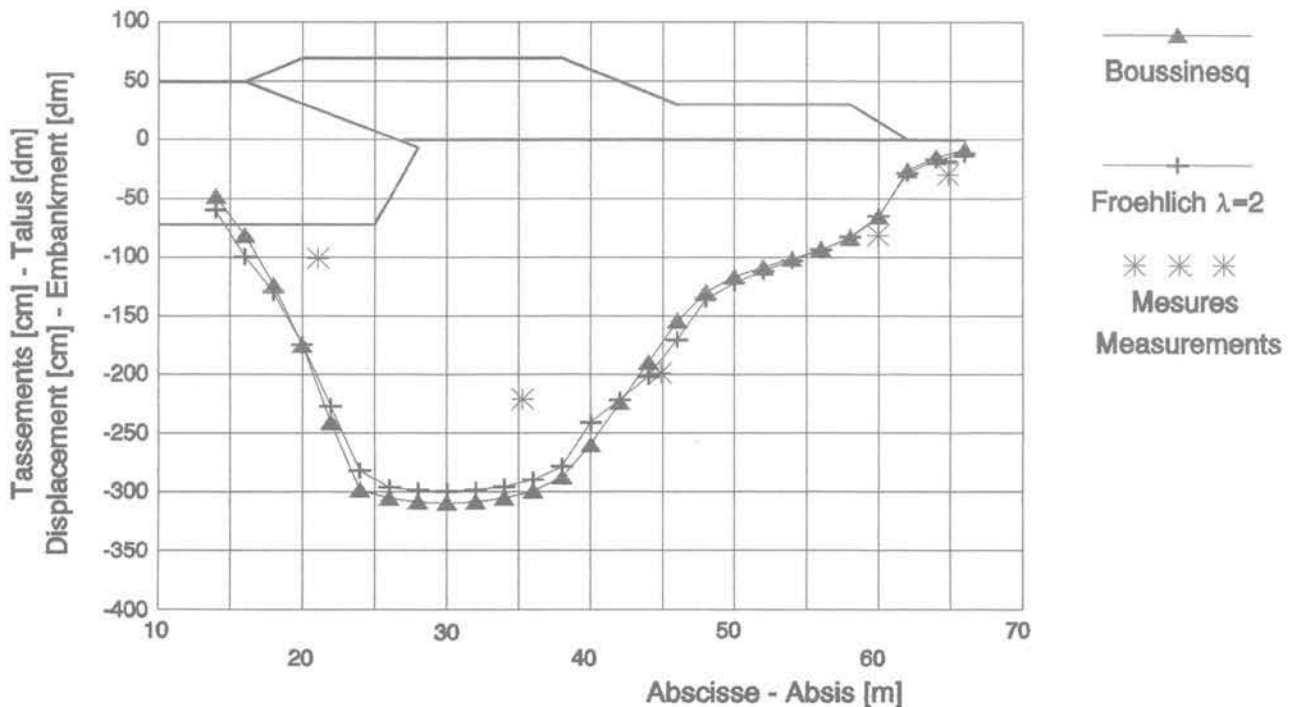


Fig. 8. — Tassements obtenus par la formule de Buisman-Koppejan.  
 Fig. 8. — Settlements deduced from the formula of Buisman-Koppejan.

de HOOKE et empirique de JAKY (valable pour une argile normalement consolidée) :

Jaky :  $K_0 \approx 1 - \sin\Phi$

Hooke :  $K_0 = \nu/(1 - \nu)$

Jaky + Hooke :  $\nu = (1 - \sin\Phi)/(2 - \sin\Phi)$

L'angle de dilatance est le paramètre le moins maîtrisé. Pour l'argile et la tourbe, on peut considérer qu'il n'y a pas de dilatance,  $\Psi \approx 0^\circ$ , tandis que pour du sable quartzitique, on se base sur une relation purement empirique,  $\Psi \approx \Phi - 30^\circ$ . Enfin le module de cisaillement  $G$  se détermine sur base des formules élastiques de HOOKE appliquées à un essai de compressibilité (fig. 9) où  $\Delta\sigma$  égale la charge maximale ( $\approx 9$  m de sable du remblai) et  $\Delta\varepsilon$  est déterminé suivant la procédure indiquée à la figure 9.

$$\Delta\varepsilon = \Delta\sigma / E_{oed}$$

$$\text{et } E_{oed} = G(1 - 2\nu)/(2 - 2\nu)$$

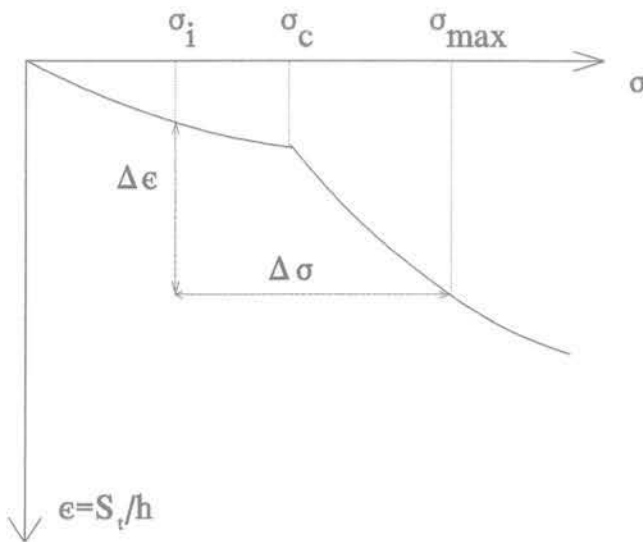


Fig. 9. — Essai de compressibilité.  
Fig. 9. — Compressibility test.

Pour la détermination de  $\Delta\varepsilon$ , il a été fait appel à la formule de BUISMAN-KOPPEJAN implementée dans le programme FORTRAN ; il en est ressorti que la discrétisation des deux couches de sol en un certain nombre de tranches n'avait guère d'influence. Dès lors un calcul manuel simple peut être considéré comme suffisant.

Les 5 paramètres sont repris au tableau 3, pour la modélisation bicouche du sol et pour le sable. La (relativement) faible valeur du  $G_{\text{sable}}$  est justifiée par le risque d'instabilité numérique qui résulterait d'une trop grande différence avec le  $G_{\text{tourbe}}$  ou le  $G_{\text{argile}}$  (plus de 100 fois en principe !).

Contrairement au nouveau remblai, le sable de l'ancienne cunette est devenu avec le temps plus fort et plus rigide ; cela explique la différenciation des valeurs du  $G_{\text{sable}}$ . Il est prudent de tester ces paramètres pour les couches de sol du BriCor. Cela a été réalisé en simulant un essai de compression œdométrique avec le

Tableau 3. — Synthèse des paramètres du sol (pour M-C).

Table 3. — Synthesis of soil parameters (for M-C).

Nature du sol	c (kN/m <sup>2</sup> )	Φ (°)	ν (-)	ψ (°)	G (kN/m <sup>2</sup> )
Tourbe	5	23	0,4	0	83
Argile	6	18	0,4	0	142
Sable	2	31	0,3	1	2 100/3 000

modèle de MOHR-COULOMB, sur une colonne de tourbe-argile. La constance avec la loi logarithmique de BUISMAN-KOPPEJAN est clairement visible à la figure 10, pour des contraintes inférieures au  $\sigma_{\text{max}}$  ( $= \sigma_0 + \Delta\sigma$ ) ; d'où l'importance de considérer pour  $\Delta\sigma$  le chargement maximal (et non moyen, par exemple).

Grâce au logiciel d'éléments finis PLAXIS développé depuis 1987 à la Technische Universiteit Delft, en collaboration notamment avec l'Institut de Mécanique de l'Université de Grenoble (VERMEER et al., 1991), il est aisé de modéliser le problème et de recueillir différents résultats que nous pourrions comparer aussi bien aux calculs précédents qu'aux mesures. Le réseau déformé issu du calcul sous le modèle de MOHR-COULOMB (fig. 11) confirme l'extrême médiocrité du sol : près de 3 m de tassement ! On constate une déformation notable au niveau de la cunette, tandis que le phénomène de refoulement en pied de talus n'est qu'une conséquence du modèle choisi. Un autre résultat graphique intéressant est la manifestation d'un effet d'arc : le talus « prend appui » d'un côté sur la cunette existante et de l'autre côté sur la risberme (fig. 11 : croix des contraintes principales). Aussi explique-t-on les différences entre la mécanique des sols classique et le modèle de MOHR-COULOMB : elles sont notables essentiellement à proximité de la cunette, où l'effet d'arc est présent et par conséquent conduit à des contraintes moindres avec le calcul par éléments finis. Au lieu de se contenter d'une analyse numérique classique en petits déplacements, il a été nécessaire vu la grandeur des tassements obtenus de travailler en grands déplacements afin de mieux approcher la réalité. Grâce à l'analyse par LAGRANGIEN

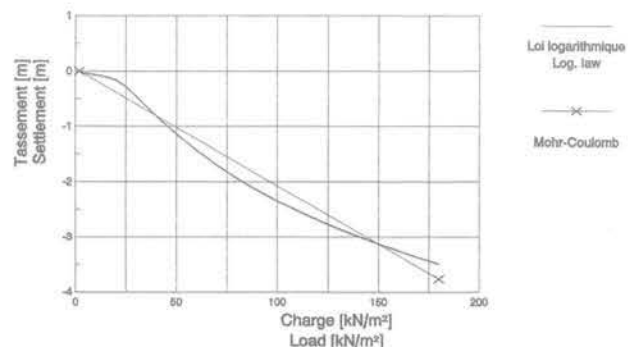


Fig. 10. — Validation des paramètres (pour M-C).  
Fig. 10. — Parameters validation (for M-C).



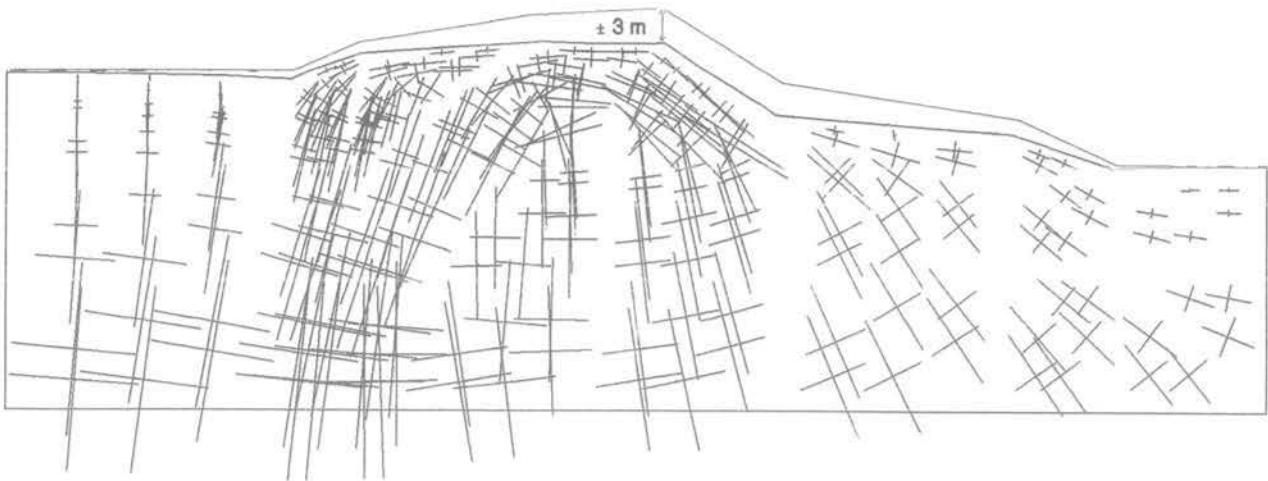


Fig. 11. — Réseau déformé et effet d'arc au stade final.  
 Fig. 11. — Deformed mesh and arching effect at last step.

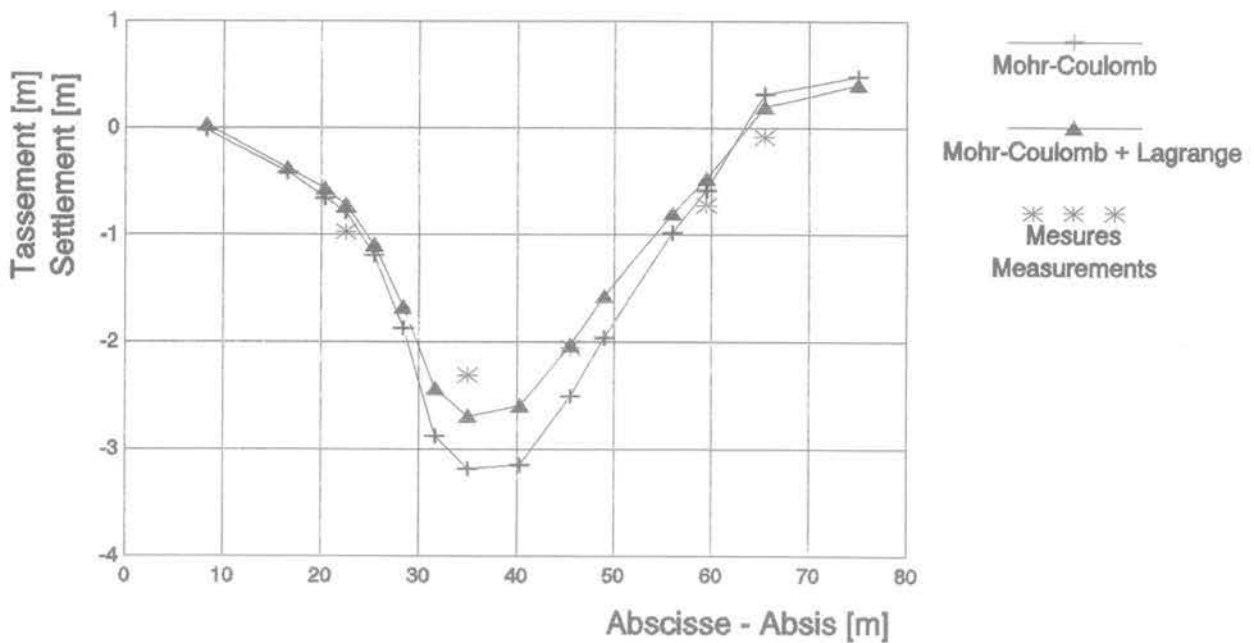


Fig. 12. — Tassements calculés (M-C) et mesurés.  
 Fig. 12. — Settlements : measurements and calculations (M-C).

réactualisé, la géométrie du maillage est sans cesse adaptée durant les calculs (VAN LANGEN, 1991). Cela conduit à des valeurs de tassement encore plus proches des mesures (la différence maximale est de moins de 15 %, alors que la confiance dans la précision des paramètres du sol doit être de cet ordre-là), si on ne considère pas le problème déjà mentionné du refoulement. Par contre, les déplacements horizontaux obtenus par ce modèle sont ici peu réalistes. Ce phénomène pourrait être expliqué par le calcul non drainé et par le choix du modèle de sol (fig. 15).

### 6. LE MODÈLE AVANCÉ DE CAM-CLAY

Après le modèle parfaitement plastique de MOHR-COULOMB, le modèle de CAM-CLAY (SCHOFIELD et WROTH, 1968) permet de tenir compte de l'écroutissement du sol lors de la phase de compression primaire. En effet l'écroutissement joue un rôle important pour les argiles normalement consolidées ou légèrement surconsolidées. Le sable n'étant pas sujet à ce type de phénomène, il reste modélisé par le modèle de MOHR-COULOMB.

L'objectif de cet article n'est pas de développer les relations constitutives des modèles de CAM-CLAY ou de MOHR-COULOMB mais seulement de présenter les différences entre les deux modèles. La différence essentielle se situe au niveau de la modélisation de la compression unidimensionnelle. Alors que le modèle de MOHR-COULOMB donne une relation linéaire entre la déformation et la contrainte (fig. 10), le modèle de CAM-CLAY suit la théorie de la compression logarithmique (fig. 13). Par conséquent, on différencie le comportement relativement rigide rencontré lors de la séquence de chargement/déchargement du comportement plus compressible engendré par des chargements dépassant la contrainte de consolidation. Les deux pentes obtenues lors d'un essai de compression sont définies par l'indice de gonflement  $\kappa^*$  et l'indice de compression  $\lambda^*$  comme représenté à la figure 13. Notons une nouvelle fois qu'on ne retrouve pas en ordonnée de ce diagramme l'indice de vide  $e$ , généralement rencontré dans la littérature internationale; on utilise plus souvent aux Pays-Bas et en Belgique la relation déformation — logarithme naturel de la contrainte. Dans la suite de l'article, nous considérons donc  $\kappa^*$  et  $\lambda^*$  comme des constantes du matériau en lieu et place des paramètres  $\kappa = \kappa^*(1 + e)$  et  $\lambda = \lambda^*(1 + e)$  définis par SCHOFIELD et WROTH. Dans le modèle avancé de CAM-CLAY, les paramètres  $\kappa^*$  et  $\nu$  définissent le comportement élastique;  $\kappa^*$  peut être relié au module de rigidité tangent qui lui est propor-

tionnel au niveau de contrainte. Ce modèle suppose par conséquent un comportement élastique non-linéaire aussi longtemps que la contrainte de consolidation  $p_c$  n'est pas atteinte. Dans le cas particulier de l'analyse du briCor, ceci peut paraître peu pertinent étant donné que nous avons constaté que la contrainte  $p_c$  est proche de la contrainte in situ.

On trouve également dans le modèle de CAM-CLAY le paramètre sans dimension  $M$  qui ne sera toutefois pas détaillé ci-dessous. Combiné au ratio  $\lambda^*/\kappa^*$ , le paramètre  $M$  détermine la valeur de  $K_0$  (WOOD, 1990), défini comme le coefficient de pression latérale du sol lors d'un essai de compression unidimensionnel pour un sol normalement consolidé. Pour des ratios proches de 5, BRINGREVE et VERMEER (1992) proposent l'approximation  $K_0 \approx (1,6 - 0,2M)/(1 + M)$ . En combinant cette dernière relation, la relation empirique de JAKY et les angles de frottement donnés au tableau 4, on trouve pour la tourbe  $M = 1,3$  et pour l'argile  $M = 1,1$ .

Pour le modèle plus ou moins connu de CAM-CLAY, seuls 4 paramètres sont nécessaires:  $\nu$ ,  $\kappa$ ,  $\lambda$  et  $M$ . La version implémentée dans le logiciel PLAXIS combine le modèle de MOHR-COULOMB et le modèle de CAM-CLAY. Ceci justifie le fait que la cohésion et l'angle de frottement doivent également être introduits. Aussi longtemps que le cercle de contrainte de MOHR n'atteint pas l'enveloppe de COULOMB, on suit le modèle de CAM-CLAY; le processus de rupture (fluage inclus) est alors modélisé par MOHR-COULOMB. Une formulation consistante est possible en suivant la théorie de MANDEL (1965).

Ce modèle paraît très prometteur pour modéliser correctement le comportement global réel du sol. Les tassements obtenus — au moyen de l'analyse en grands déplacements — sont aussi proches des mesures (fig. 14). La valeur maximale est ici un peu sous-estimée mais le phénomène de refoulement en pied de talus a disparu. C'était donc bien une conséquence du modèle de MOHR-COULOMB. Mais c'est surtout par l'excellente évaluation des déplacements horizontaux (fig. 15) que se distingue le modèle avancé de CAM-CLAY. On constate d'ailleurs que le comportement du sol diffère sensiblement suivant le modèle utilisé: une déformation moindre, pas de refoulement et des déplacements qui suivent en général une direction verticale. Cela tend à signifier que l'usage du calcul unidimensionnel garde un sens. Enfin on découvre à la figure 16 une conclusion importante de cette étude en comparant les deux méthodes d'exécution. Contrairement à la méthode tra-

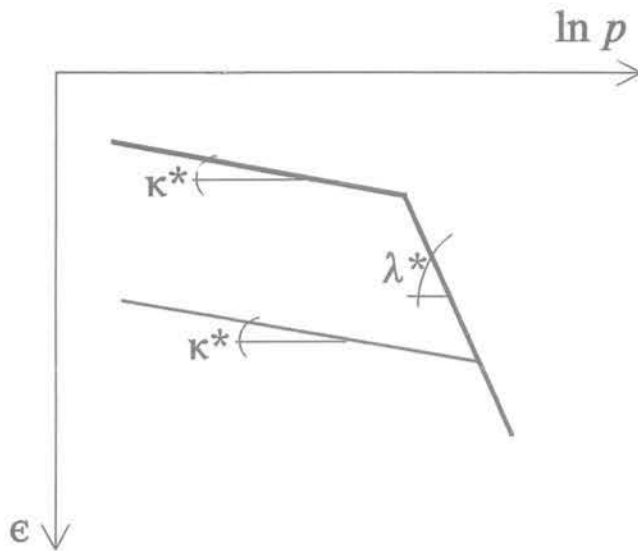


Fig. 13. — Essai de compression.

Fig. 13. — Compression test.

Tableau 4. — Synthèse des paramètres du sol (pour C-C).

Table 4. — Synthesis of soil parameters (for C-C).

Nature du sol	$\kappa^*$	$\nu$	$M$	$\lambda^*$	$c$	$\Phi$
Tourbe	0,04	0,4	1,3	0,20	5	23
Argile	0,03	0,4	1,1	0,15	6	18

( $\psi = 0^\circ$ ;  $c$  en  $\text{kN/m}^2$ ).

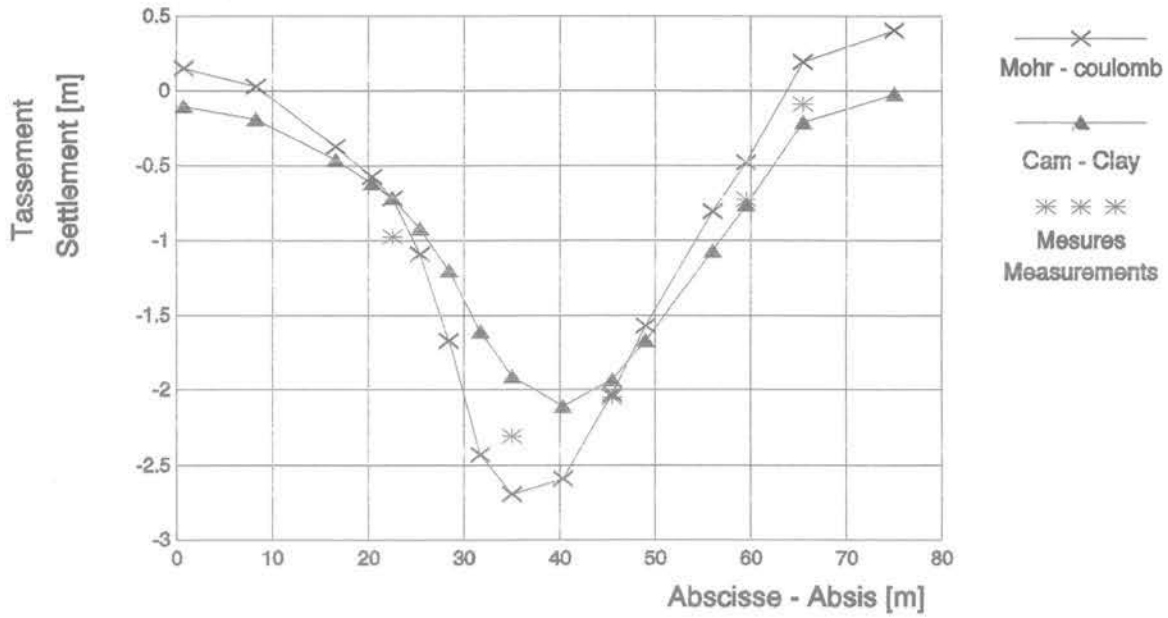


Fig. 14. — Tassements calculés (M-C et A.C-C) et mesurés.  
 Fig. 14. — Settlements: measurements and calculations (M-C and A.C-C).

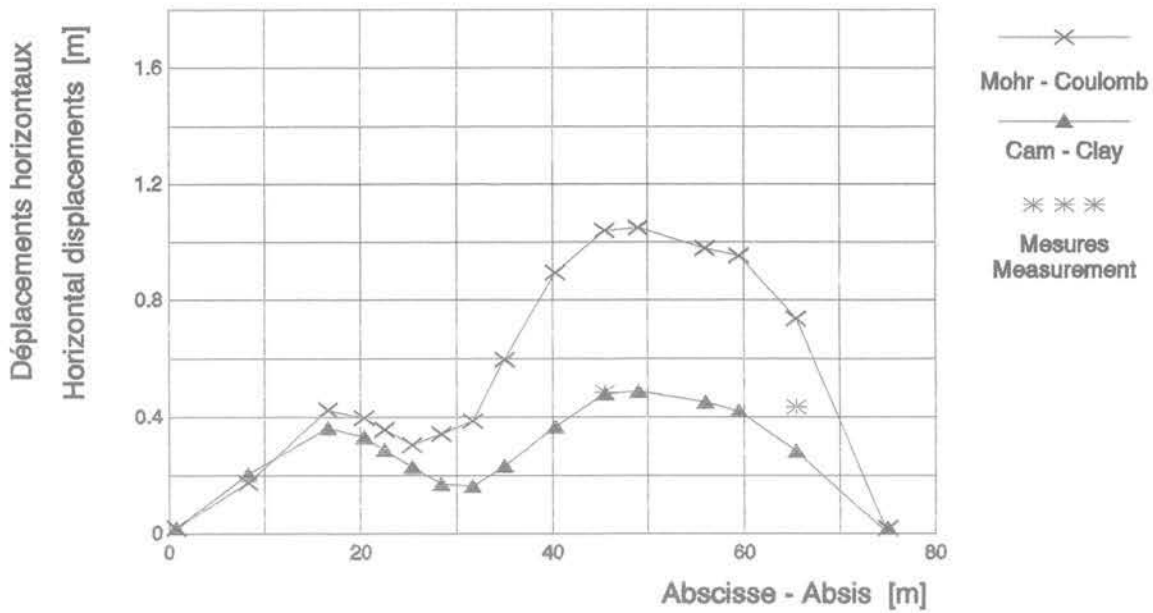


Fig. 15. — Déplacements horizontaux calculés et mesurés.  
 Fig. 15. — Horizontal displacements: measurements and calculations.

ditionnelle horizontale où le phasage du remblai se fait de bas en haut, le talus expérimental a suivi un phasage de l'extérieur vers l'intérieur (« gap-méthode », fig. 3). Au niveau de la cunette (où il n'y a pas de mesures disponibles), le calcul sous le modèle avancé de CAM-CLAY (comme celui de MOHR-COULOMB; on note d'ailleurs à la figure 15 l'indépendance des déplacements horizontaux pour  $x < 20$  m par rapport au modèle utilisé) met en évidence les moindres déplacements horizontaux obtenus par la « gap-méthode ». Vu que le profil du sol à hauteur de la cunette n'est pas connu avec précision, il ne faut pas accorder une confiance excessive dans les valeurs des déplacements calculés au

sommet de la cunette, mais la tendance est clairement mise en lumière plusieurs fois au cours de cette étude. L'avantage de la « gap-méthode » n'est pas de réduire les tassements (ils sont identiques) mais de préserver le corps (asphalté...) de l'autoroute existante d'une traction excessive due à des déplacements horizontaux. L'effet d'arc s'y avère d'ailleurs plus important. Il est remarquable de constater que des calculs plus récents (BRINKGREVE, 1992) faits sous ce même modèle quoiqu'avec quelques nouvelles hypothèses, et toujours au moyen du logiciel PLAXIS dont l'implémentation a cependant été améliorée, ont confirmé les conclusions présentées ci-dessus.

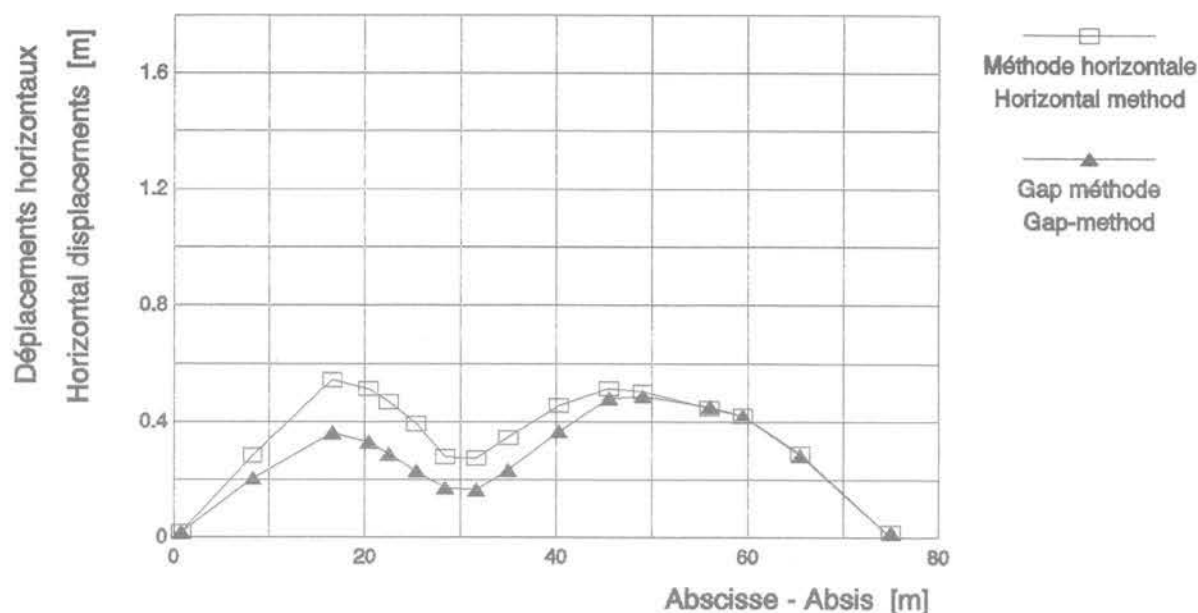


Fig. 16. — Comparaison des deux méthodes d'exécution (A.C-C).  
Fig. 16. — Comparison of both staged constructions.

## 7. CONCLUSION

L'importance pour la pratique de l'ingénieur des méthodes de calcul traditionnelles de la mécanique des sols a été constatée. Elles sont étonnamment encore actuelles car elles peuvent donner simplement et rapidement un ordre de grandeur du phénomène étudié et servir d'étalonnage pour des modèles plus complexes.

Si des informations plus complètes et précises sont souhaitées, l'usage de modèles plastiques s'impose. Mais cela coûte temps et travail pour déterminer les bons paramètres et d'abord disposer des essais appropriés. Les modèles plastiques permettent de mettre en évidence des phénomènes de second ordre comme l'influence de la cunette existante et le développement d'un effet d'arc, ou encore la découverte de l'avantage de la « gap-méthode ». Celle-ci provoque en effet moins de déplacements horizontaux à hauteur de l'autoroute existante et la préserve donc pendant l'élargissement. Enfin le modèle avancé de CAM-CLAY semble très prometteur pour modéliser au mieux le comportement global réel du sol.

L'intérêt de la recherche et du développement de modèles de sol plus adaptés (tels que le modèle avancé de CAM-CLAY) et de procédures de résolution numérique adéquates (telles que l'analyse par LAGRANGIEN réactualisé), et leur utilité pratique, sont devenus de plus en plus évidents avec l'avancement de cette étude. Celle-ci a d'ailleurs permis d'adapter et d'améliorer ces nouveaux modèles et procédures implémentées dans le programme d'éléments finis PLAXIS, et d'en tester la consistance.

Enfin des études complémentaires seraient appréciables, notamment pour étudier l'influence de certains paramètres, améliorer encore le modèle de CAM-CLAY et analyser le problème en situation non drainée en présence des drains.

## REMERCIEMENTS

Cette étude n'aurait jamais pu avoir lieu sans le concours du Prof. ir. E. LOUSBERG de l'Université Catholique de Louvain et du Prof. dr. ir. A. VERRUIJT de la Technische Universiteit Delft, sans les nombreux conseils du Dr. ir. E. VOS du Rijkswaterstaat et sans les données expérimentales fournies par l'ir. J.R. DEUTEKOM de Grondmechanica Delft.

## BIBLIOGRAPHIE

- BOUSSINESQ (1885), *Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques*, Gauthier-Villars, Paris.
- BRINKGREVE R.B.J. (1992), *Vervolgberkening verbreding Brienoordcorridor*, Technische Universiteit Delft, juin 1992, Delft.
- BRINKGREVE R.B.J., VERMEER P.A. (1992), *On the use of Cam-Clay models*, août 1992, NUMOG IV Symposium, Swansea.
- CHEN W.F. (1975), *Limit analysis and soil plasticity*, Elsevier Scientific Publish. Company, Amsterdam.
- COUVREUR J.-F., VERMAUT M. (1992), *Toepassing van numerieke modellen bij wegverbreding op slappe ondergrond*, Technische Universiteit Delft, Université Catholique de Louvain, Rijkswaterstaat, mai 1992, Delft.
- DEUTEKOM J.R., DEKKER J., JANSE E. (1992), *Proefvak BRICOR — Meetrapport, Eindrapport*, Grondmechanica Delft — Afdeling grondconstructies, février 1992, Delft.
- FROELICH O.K. (1932), *Drukverdeeling in bouwgrond*, De Ingenieur — B. Bouw- en Waterbouwkunde, n° 4, 15 avril 1932, 's-Gravenhage.

- KOPPEJAN A.W. (1948), *A formula combining the Terzaghi load-compression relationship and the Buisman secular effect*, Comptes rendus de la 2<sup>e</sup> Conférence de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, vol. 3, Rotterdam.
- MAGNAN J.P., MIEUSSENS C., QUEYROI D. (1978), *Comportement du remblai expérimental B à Cubzac-les-Ponts*, Revue Française de Géotechnique, n° 5, novembre 1978, Paris.
- MANDEL J. (1965), *Généralisation de la Théorie de W.T. Koiter*, Int. J. Solids Struct., 1, 273-295.
- SALENCON J. (1974), *Théorie de la plasticité pour les applications à la mécanique des sols*, Eyrolles, Paris.
- SCHOFIELD A.N., WROTH C.P. (1968), *Critical State Soil Mechanics*, McGraw-Hill, London.
- TERZAGHI K. (1925), *Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage*, Franz Deuticke, Leipzig-Wien.
- VAN LANGEN H. (1991), *Numerical analysis of soil-structure interaction*, thèse présentée à la Technische Universiteit Delft pour obtenir le grade de Docteur-Ingénieur.
- VERMEER P.A., DE BORST R. (1984), *Non-associated plasticity for soils, concrete and rocks*, Heron, vol. 29, n° 3, Delft.
- VERMEER P.A. et al. (1991), *PLAXIS — Finite Element Code for Soil and Rock Plasticity — version 4.0*, A.A. Balkema, Rotterdam — Brookfield.
- WOOD D.M. (1990), *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*, Cambridge University Press, Cambridge.