

Utilisation de l'essai pressiométrique pour l'identification de paramètres intrinsèques du comportement d'un sol

Use of pressuremeter tests
to define the intrinsic parameters of soil behavior

B. CAMBOU, R. BAHAR

Ecole Centrale de Lyon URA-CNRS : 855*
GRECO-CNRS : Géomatériaux

Rev. Franç. Géotech. n° 63, pp. 39-50 (avril 1993)

Résumé

Cet article présente une procédure permettant l'utilisation des résultats de l'essai pressiométrique pour l'identification de paramètres intrinsèques du comportement d'un sol. La première partie de cette étude analyse numériquement un certain nombre de phénomènes importants pour la qualité de l'identification (non linéarité, dilatance, remaniement, drainage, utilisation d'un cycle). La deuxième partie de l'étude est consacrée à la présentation de la méthode d'identification à partir du pressiomètre qui est proposée. Quelques exemples d'utilisation de cette procédure sont ensuite présentés avec des comparaisons entre prévisions et mesures expérimentales in situ.

Abstract

This paper deals with the use of the results of pressuremeter tests to define the intrinsic parameters of soil behavior. In the first part of this study, some important phenomena for the identification procedure are numerically analysed (non linearity, dilatancy, remoulding, drainage, cycle). The second part is dedicated to the presentation of the proposed method of identification using the results of pressuremeter tests. Some examples of use of this procedure are then presented with comparisons of predictions and in situ measurements.

* 36, avenue Guy-de-Collongue, 69131 Ecully Cedex.

1. INTRODUCTION

Le sol est un matériau au comportement complexe. L'avènement simultané de méthodes numériques performantes (méthode des éléments finis), d'ordinateurs de plus en plus rapides, et d'une recherche approfondie dans le domaine de la rhéologie des sols (en particulier en France dans le cadre du GRECO CNRS : Géomatériaux) ont permis de définir une méthodologie de simulation numérique et de prévision qui a conduit à des outils numériques de dimensionnement utilisables pour des cas pratiques (codes CESAR, GEFDYN, FONDOP par exemple). A ce jour, cependant, l'utilisation de ces codes, ou de codes simplifiés, se heurte à une difficulté pratique majeure, à savoir l'identification des paramètres des modèles de comportement utilisés dans ces codes.

Cette identification est réalisée habituellement à partir d'essais de laboratoire, ce qui conduit à trois types de difficultés :

- le volume faible des échantillons peut mettre en doute leur représentativité ;
- le prélèvement d'un échantillon est toujours une opération délicate (voir impossible pour certains types de matériaux) ; se pose alors de problème du remaniement de l'échantillon ;
- dans un certain nombre de projets seuls sont disponibles des essais in situ (difficultés techniques pour prélever des échantillons, ou difficultés financières liées au coût des essais de laboratoire).

Il apparaît donc extrêmement tentant de proposer une identification basée sur des essais in situ. On se heurte alors à une difficulté majeure liée au fait qu'aucun des essais in situ habituellement utilisés ne permet d'évaluer directement les tenseurs des contraintes et des déformations locaux. De ce fait, les informations obtenues dans un essai in situ sont des résultantes d'intégration de comportements locaux difficiles à analyser en terme de lois de comportement.

Le but de cet article est de montrer comment on peut lever cette difficulté dans le cas de l'essai pressiométrique et de montrer les possibilités ainsi que les limites d'une identification de paramètres intrinsèques basée sur cet essai.

2. LA BASE DE L'ANALYSE

L'essai pressiométrique a été choisi car c'est le seul essai in situ qui présente des conditions aux limites bien maîtrisées et facilement modélisables, et qui donne des informations lors d'un chargement continu, faisant passer le sol du domaine des petites déformations à un domaine de déformations importantes.

Compte tenu de l'existence des cellules de garde ou d'un élargement important de la sonde de mesure, l'hypothèse de déformation plane dans la direction z de l'axe du forage paraît acceptable (ZANIER, 1985).

Le problème aux limites, défini par l'essai pressiométrique, est donc un problème à la fois axisymétrique et en déformation plane, c'est donc un problème monodimensionnel qui pourra être traité en utilisant les seules variables (fig. 1) :

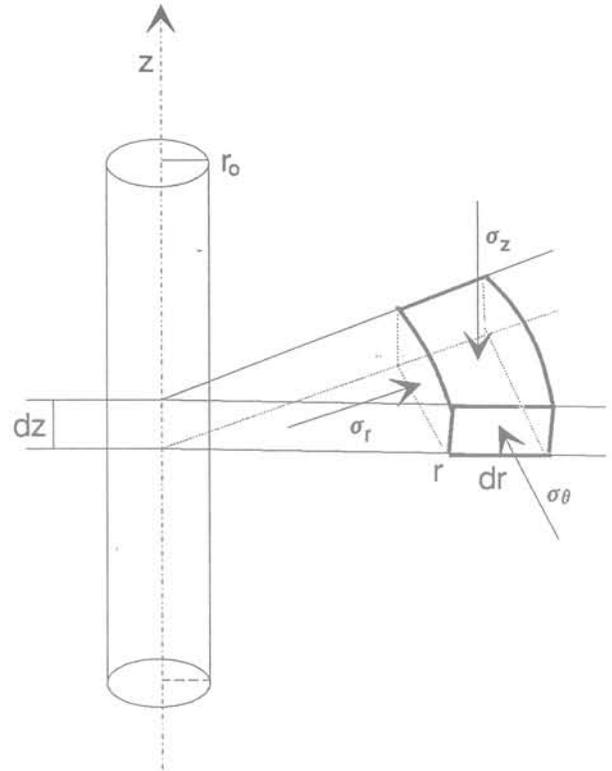


Fig. 1. — Equilibre d'un élément de sol autour du pressiomètre.

Fig. 1. — Equilibrium of a soil element around the pressuremeter probe.

r = coordonnée radiale ;
 u_r = déplacement radial ;
 $\sigma_z, \sigma_r, \sigma_\theta$ = contraintes principales en coordonnées cylindriques.

Les conditions aux limites de l'essai pressiométrique peuvent alors s'écrire, pour un incrément de déplacement du_0 imposé sur les bords du forage ($r = r_0$).

$$\begin{aligned} du_r &= du_0 & \text{pour } r &= r_0 \\ du_r &= 0 & \text{pour } r &= \infty \end{aligned} \quad (1)$$

La seule équation d'équilibre non dégénérée est l'équation d'équilibre dans la direction r qui s'écrit :

$$\frac{d}{dr} (d\sigma_r) + \frac{d\sigma_r - d\sigma_\theta}{r} = 0 \quad (2)$$

Pour résoudre cette équation il faut définir la loi de comportement.

2.1. Comportement élastique isotrope

Dans ce cas on aboutit aux résultats bien connus suivants : (E étant le module d'Young et ν le coefficient de Poisson)

$$\begin{aligned} d\varepsilon_r &= \frac{r_0}{r^2} du_0 & d\sigma_r &= \frac{E}{1 + \nu} d\varepsilon_r \\ d\varepsilon_\theta &= -\frac{r_0}{r^2} du_0 & d\sigma_\theta &= \frac{E}{1 + \nu} d\varepsilon_\theta \\ d\varepsilon_z &= 0 & d\sigma_z &= 0 \end{aligned} \quad (3)$$

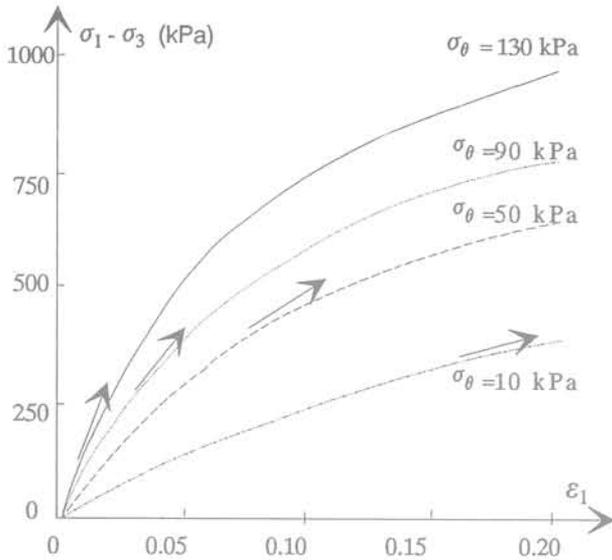


Fig. 3. — Non-linéarité du comportement dans la zone linéaire de la courbe pressiométrique.
 Fig. 3. — Nonlinear behavior in the linear part of the pressuremeter curve.

La courbe pressiométrique qui peut apparaître comme globalement linéaire sur une certaine plage de chargement (plage où le module pressiométrique est habituellement calculé) résulte en fait d'une intégration d'un comportement localement non linéaire sur un volume de sol dont la dimension peut elle-même évoluer au cours de la sollicitation.

4.2. Le remaniement autour du forage

Deux procédures d'essais pressiométriques peuvent être utilisées. La plus utilisée en France est la procédure mise au point par Louis MÉNARD (MÉNARD, 1957), (JEZEQUEL et al., 1968) et (GAMBIN et al., 1982) et dans laquelle un forage est tout d'abord réalisé avant la mise en place de la sonde.

La deuxième procédure qui a été mise au point initialement par le LPC de Saint-Brieuc (BAGUELIN et al., 1973) et (BAGUELIN et al., 1978) est la procédure par autoforage (PAF) dans laquelle un outil de forage permet directement la mise en place de la sonde en éliminant la phase de déchargement qui apparaît nécessairement dans la procédure « Louis Ménard ».

Cette phase de déchargement conduit à des valeurs de σ_r faible au voisinage de la sonde et donc à une mise en plasticité locale avec σ_z comme contrainte principale majeure. L'anisotropie ainsi créée au cours du déchargement va influencer de façon importante sur le début de la courbe de rechargement.

L'influence du chargement a ainsi été analysée (CAMBOU et al., 1990) en utilisant le modèle CJS qui est un modèle élasto-plastique susceptible de bien prendre en compte l'anisotropie induite lors d'une sollicitation.

On notera sur la figure 4 la différence entre le module initial obtenu par une procédure de type PAF (sans décharge) et le module pressiométrique obtenu par une procédure classique (déchargement puis rechargement).

Le tableau 1 montre la comparaison entre les différents modules (E_t : tangent, E_s : sécant) définis à partir de

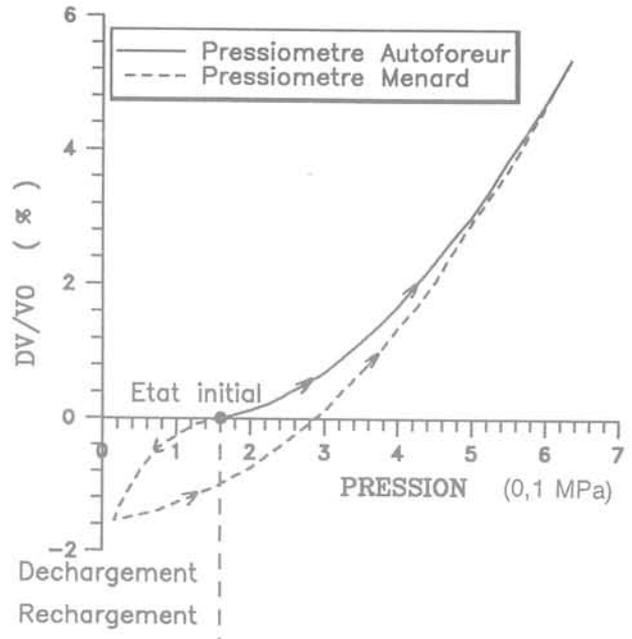


Fig. 4. — Comparaison numérique entre le pressiomètre Ménard et le pressiomètre autoforeur (sable d'Hostun).
 Fig. 4. — Numerical comparison between Ménard pressuremeter and the self boring pressuremeter (Hostun sand).

Tableau 1. — Comparaison numérique des caractéristiques obtenues à partir des simulations de l'essai pressiométrique Ménard et l'essai pressiométrique autoforeur (fig. 4).

Table 1. — Comparison between pressuremeter characteristics obtained from numerical simulations of Ménard pressuremeter and self boring pressuremeter (fig 4).

Pressiomètre Ménard (simulation numérique)	Pressiomètre autoforeur (simulation numérique)
$E_p = 34\ 580\ \text{kPa}$	$E_t (0\%) = 124\ 300\ \text{kPa}$ $E_t (2\%) = 20\ 000\ \text{kPa}$ $E_s (2\%) = 34\ 600\ \text{kPa}$ $E_s (5\%) = 23\ 400\ \text{kPa}$
$P_L = 2\ 250\ \text{kPa}$	$P_L = 2\ 260\ \text{kPa}$

cette simulation, les ordres de grandeur des différences ainsi obtenues sont similaires aux différences observées dans la pratique entre les résultats obtenus avec le PAF et avec le pressiomètre L. Ménard (BAGUELIN et al., 1978).

On notera aussi que les deux simulations se rejoignent pour des valeurs de variations de volume de l'ordre de 2 à 3 % ce qui conduira à la règle pratique suivante :

- pour un essai de type PAF la procédure d'identification sera conduite en considérant l'ensemble de la courbe pressiométrique ;
- pour un essai de type L. Ménard la procédure d'identification sera conduite en éliminant la partie initiale de la courbe pour laquelle on acceptera que la

Au niveau de la paroi de la sonde la relation entre l'incrément de contrainte radiale et le déplacement radial s'écrit :

$$d\sigma_{r_0} = \frac{E}{1 + \nu} \frac{du_0}{r_0} \quad (4)$$

Dans cette hypothèse (élasticité isotrope) on notera que la sollicitation se fait à contrainte moyenne constante, sans variation de volume locale. Dans cette hypothèse, un essai réalisé avec des conditions aux limites de type non drainé, sera cependant un essai drainé car localement aucune évolution de pression interstitielle ne sera engendrée par la sollicitation.

2.2. Comportement non linéaire

On considère une loi de comportement non linéaire, non visqueuse sous la forme incrémentale générale suivante :

$$d\varepsilon_{ij} = A_{ijkl} d\sigma_{kl} \quad (5)$$

La matrice de passage A_{ijkl} caractérise le comportement pour un incrément de sollicitation donné et dépend de l'état de contrainte actuel ainsi que du chemin de sollicitation suivi. Cette matrice sera évidemment différente pour chaque modèle de comportement envisagé.

L'équation d'équilibre s'écrit alors :

$$a \frac{d^2}{dr^2} (du_r) + \frac{d}{dr} (du_r) + c du_r = 0 \quad (6)$$

a, b, c, sont des fonctions de A_{ijkl} .

La résolution de cette équation différentielle prenant en compte les conditions aux limites définies par les relations (1) ne peut se faire que numériquement.

C'est la méthode des éléments finis qui a été utilisée. La méthode s'avère très facile à mettre en œuvre et très rapide d'utilisation car le problème traité est monodimensionnel (r).

3. LES MODÈLES DE COMPORTEMENT ANALYSÉS

Nous avons sélectionné trois modèles :

— le modèle hyperbolique de DUNCAN et CHANG (DUNCAN *et al.*, 1970) qui est un modèle simple avec quelques limitations mais qui semble bien adapté à un certain nombre d'utilisations pratiques n'induisant pas de sollicitations trop complexes ;

— le modèle CAM-CLAY (SCHOFIELD *et al.*, 1968) modifié qui est un modèle bien adapté pour la description du comportement des argiles ;

— le modèle CJS (CAMBOU *et al.*, 1988) qui est un modèle bien adapté pour la modélisation du comportement des matériaux granulaires sous sollicitations complexes.

Ces deux derniers modèles seront surtout utilisés pour une analyse fine de l'essai, en particulier lors de sa mise en place. C'est essentiellement sur le premier modèle qu'une procédure d'identification pratique et utilisable sera proposée.

On notera qu'une loi de comportement est habituellement écrite en contraintes effectives. Dans le cas d'un essai réalisé dans un sol peu perméable, il est nécessaire de prendre en compte la génération de pression interstitielle. Le couplage fluide-solide a donc été introduit mais ne sera pas détaillé dans cet article (SOEGIRI, 1991).

4. ANALYSE DE L'ESSAI PRESSIOMÉTRIQUE

Ce chapitre met l'accent sur cinq points bien connus des spécialistes du pressiomètre qui revêtent une importance déterminante pour la recherche de paramètres intrinsèques.

4.1. Champs non homogènes, comportement non linéaire

La sollicitation pressiométrique conduit à une distribution de contraintes et de déformations non homogènes. On notera sur la figure 2 que l'évolution des contraintes est surtout importante dans un rayon d'environ 20 cm autour de la sonde.

On remarquera que dans le cas d'un comportement non linéaire, la contrainte moyenne n'est pas constante (fig. 2) et la déformation volumique locale n'est pas nulle.

On remarquera aussi que l'on peut distinguer deux zones : la zone proche de la sonde où la contrainte majeure est σ_r , la zone la plus éloignée de la sonde où la contrainte majeure est σ_z . La contrainte σ_θ est toujours la contrainte mineure.

La figure 3 montre les valeurs des modules tangents utilisés pour un certain niveau de sollicitation dans quatre éléments de sol, situés au voisinage de la sonde. On remarquera que ces modules sont très significativement différents.

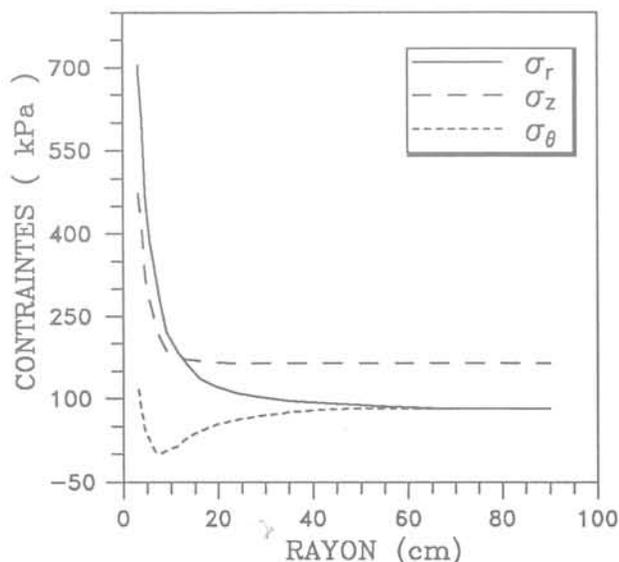


Fig. 2. — Distribution des contraintes le long d'un rayon à la fin de l'expansion.

Fig. 2. — Stress distribution versus radius at the end of the loading.

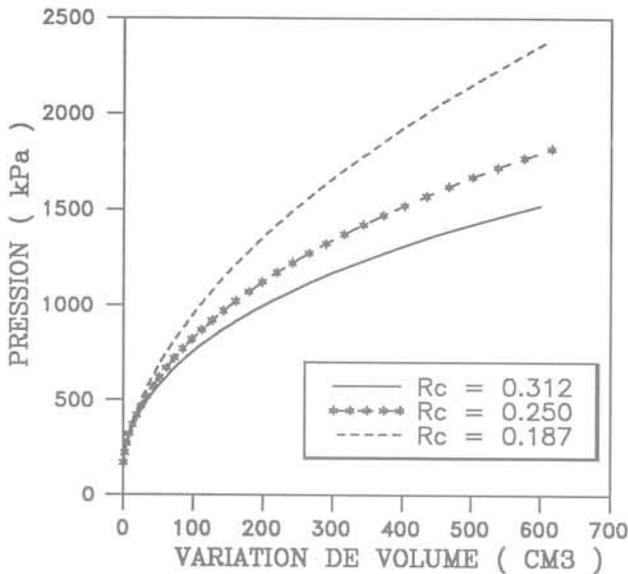


Fig. 7. — Influence du paramètre de dilataance R_c sur la simulation d'un essai pressiométrique (modèle CJS).

Fig. 7. — Influence of the dilatancy parameter R_c on the simulation of pressuremeter test (CJS model).

vaît pas être directement utilisée pour caractériser le comportement élastique du sol (comportement non linéaire, remaniement autour de la sonde). Pour ce faire il sera possible de réaliser un cycle de déchargement, rechargement. Ce déchargement pourra être réalisé à partir d'une pression proche de la pression de fluage.

La première partie de la courbe de déchargement pourra être utilisée de façon très profitable pour identifier les caractéristiques élastiques des modèles de type élasto-plastiques (fig. 8).

Si le déchargement est poursuivi jusqu'à des pressions faibles, on voit apparaître des non linéarités caractéristiques d'une mise en plasticité au voisinage de la sonde. Cette mise en plasticité se fait après un changement de

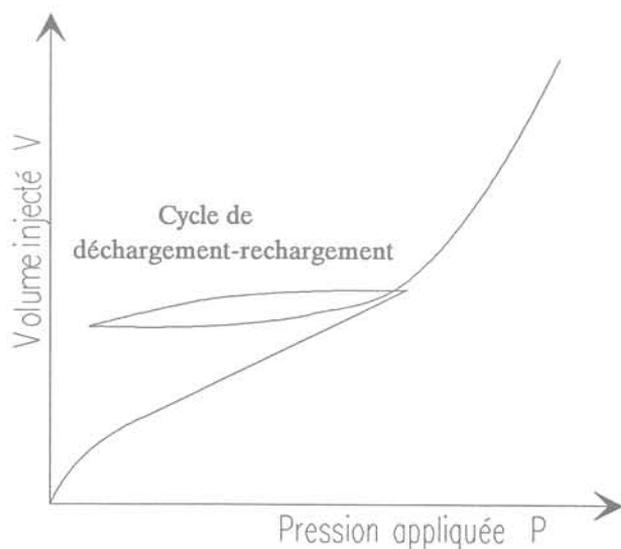


Fig. 8. — Essai pressiométrique avec cycle de décharge-recharge.

Fig. 8. — Pressuremeter test with unloading-reloading cycle.

la direction principale majeure (σ_r en chargement, σ_z en déchargement). Cette partie de la courbe sera utilisée pour identifier l'anisotropie induite lors de la sollicitation en chargement prise en compte dans certains modèles (CJS) par un écrouissage cinématique (fig. 9 et 10).

On notera que l'utilisation d'un cycle de déchargement-rechargement trouvera une application pratique évidente dans le dimensionnement des tunnels en terrains meubles. En effet, lors du creusement, on retrouvera les deux phénomènes mis en évidence dans le déchargement pressiométrique ; décharge élastique en pied et en tête du tunnel, décharge plastique au niveau du diamètre central (fig. 11 et 12).

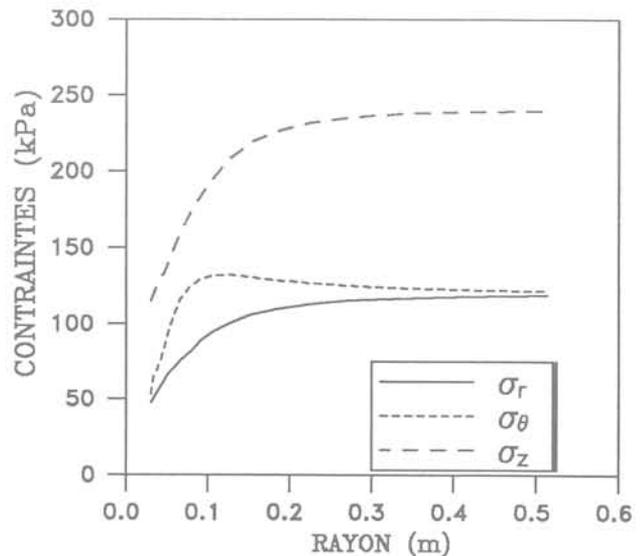


Fig. 9. — Distribution des contraintes autour de la sonde pressiométrique à la fin du déchargement.

Fig. 9. — Stress distribution versus radius at the end of the unloading.

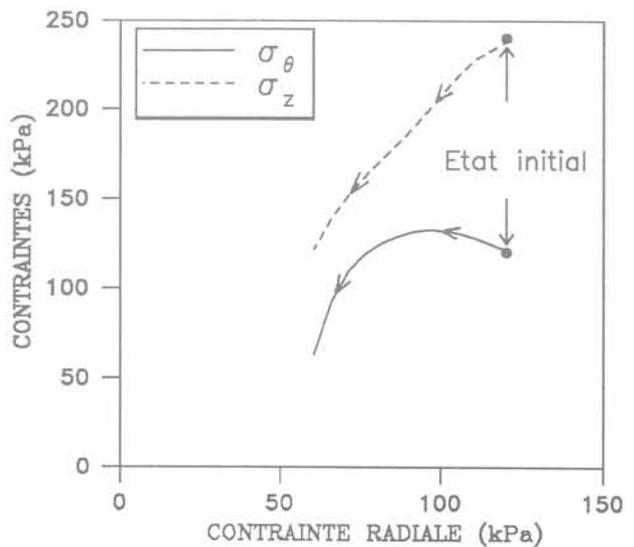


Fig. 10. — Chemins des contraintes au voisinage de la sonde lors du déchargement.

Fig. 10. — Stress path near the boring wall during the unloading.

simulation donne des modules plus raides que l'expérience, le calage se fera en privilégiant la partie de la courbe correspondant à $\Delta V/V > 2,5\%$.

Cette procédure d'identification sera utilisée en particulier pour les modèles relativement simples (DUNCAN et CHANG).

Une alternative à cette solution pourra être d'utiliser l'ensemble de la courbe à condition de simuler aussi la phase de déchargement et d'utiliser un modèle de comportement qui soit susceptible de bien prendre en compte le phénomène d'anisotropie induite (le modèle CJS par exemple).

On insistera donc sur le fait que le début de la courbe pressiométrique qui peut apparaître linéaire résulte en fait de l'intégration d'un comportement non linéaire d'un matériau fortement écroui au voisinage de la sonde, et vierge à une certaine distance radiale. L'information donnée par ce début de courbe doit donc être traitée en toute connaissance de cause.

On notera que le remaniement autour de la sonde est un phénomène complexe dont nous ne prenons en compte ici que la partie liée au déchargement initial.

4.3. L'essai pressiométrique : essai drainé ou non drainé

Lorsque l'essai pressiométrique est réalisé dans un milieu imperméable sous la nappe, il est important de savoir si l'essai peut être considéré comme drainé ou non drainé (CAMBOU et al., 1991). La réponse dépend évidemment de la vitesse de sollicitation utilisée et de la perméabilité du sol analysé (fig. 5 et 6).

Les simulations réalisées montrent que, pour la procédure définie par L. Ménard, l'essai pourra être considéré comme totalement drainé pour $k > 10^{-8}$ m/s et totalement non drainé pour $k < 10^{-10}$ m/s.

Pour des valeurs intermédiaires entre ces deux valeurs de perméabilité l'essai est partiellement drainé et son analyse devra être conduite en prenant en compte une consolidation partielle se produisant en cours d'essai ce qui compliquera l'analyse d'un tel essai.

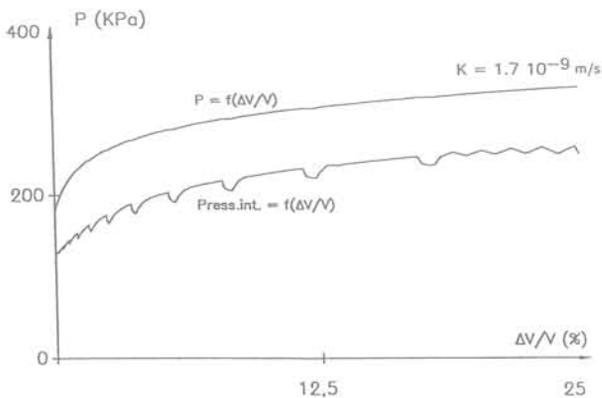


Fig. 5. — Simulation avec un processus de chargement usuel (pressiomètre Ménard) pour le modèle Cam-Clay modifié.
Fig. 5. — Simulation of pressuremeter test with the Cam-Clay model using the usual process of loading (Menard pressure).

Tableau 2. — Condition de l'essai pressiométrique en fonction de la perméabilité du milieu.

Table 2. — Pressuremeter condition related with the soil permeability.

k (m/sec)	condition
$k < 10^{-10}$	non drainée
$10^{-10} < k < 10^{-8}$	intermédiaire
$k > 10^{-8}$	drainé

4.4. Influence de la dilatance

L'essai pressiométrique mesure l'intégrale d'une variation de volume locale sous l'action d'une sollicitation essentiellement déviatoire. Il est donc évident que les propriétés de compressibilité et de dilatance du milieu vont avoir une influence importante sur le résultat de l'essai.

On notera en particulier sur la figure 7 que les caractéristiques de dilatance jouent un rôle important vis-à-vis de l'apparition de grandes déformations plastiques, et donc en particulier vis-à-vis de la pression limite obtenue lors d'un essai. Cela conduit à deux remarques importantes :

- il sera illusoire d'identifier un modèle ne prenant pas en compte le phénomène de dilatance (modèle de DUNCAN-CHANG) pour des essais réalisés dans des milieux fortement dilatants (sables denses, argiles surconsolidées) ;
- il sera difficile d'apprécier de façon claire le poids respectif des paramètres de rupture (ϕ par exemple) et des paramètres de dilatance, dans les milieux fortement dilatants car ces deux types de paramètres vont jouer des rôles similaires.

4.5. Utilisation d'un cycle de décharge-recharge

Nous avons vu dans les paragraphes précédents que la partie linéaire de la courbe pressiométrique ne pou-

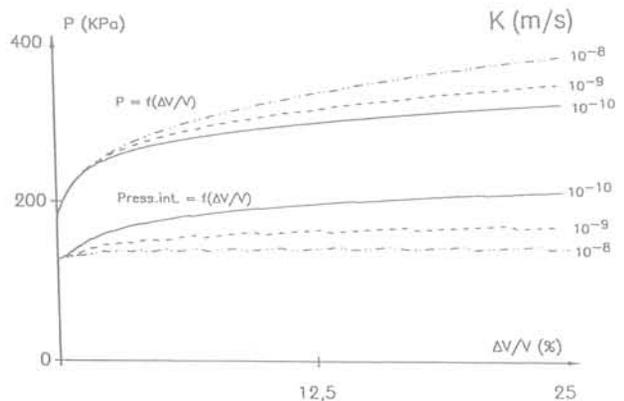


Fig. 6. — Influence de la perméabilité sur la simulation d'un essai pressiométrique (modèle de DUNCAN et CHANG).
Fig. 6. — Influence of permeability on the simulation of pressuremeter test (DUNCAN and CHANG model).

fini par l'utilisateur. Ce type d'utilisation sera intéressant en particulier pour vérifier la validité de paramètres obtenus à partir d'autres essais (essais de laboratoire par exemple), ainsi que pour tester l'influence d'un paramètre difficile à identifier ;
 — la courbe expérimentale étant donnée, le logiciel, par une technique d'optimisation, évalue deux des paramètres (k_v et c ou ϕ) qui correspondent au meilleur calage possible entre simulation et courbe expérimentale.

On notera qu'il n'est pas possible d'identifier à partir d'un seul essai à la fois c et ϕ car les influences de ces deux paramètres sont tout à fait analogues.

Dans le cas où on a à identifier le comportement d'une argile saturée de faible perméabilité, on fera l'hypothèse d'un comportement non drainé. Dans ce cas on considérera : $\phi = 0$ et $c_u \neq 0$. Le calcul se fera en condition non drainée sur le milieu biphasique et l'on obtiendra les caractéristiques non drainées du sol.

Si on a à faire à un milieu non cohérent, on imposera $c = 0$ et le logiciel calculera la valeur de ϕ , le calcul sera réalisé alors en condition drainée (matériaux grossiers).

On trouvera sur les figures 14 et 15 les identifications réalisées pour un matériau cohérent et un sable non cohérent.

Dans le cas d'un matériau à la fois frottant et cohérent, il ne sera pas possible d'aboutir à l'identification des deux paramètres c et ϕ à partir d'un seul essai.

Dans ce cas il faudra disposer de deux essais réalisés dans un milieu homogène, à deux profondeurs significativement différentes. Pour chaque profondeur, on calculera les couples (c , ϕ) imposés.

Le couple c et ϕ retenu correspond à celui qui est commun aux deux ensembles définis pour chacune des profondeurs analysées. La figure 16 montre les résultats obtenus dans ce cas.

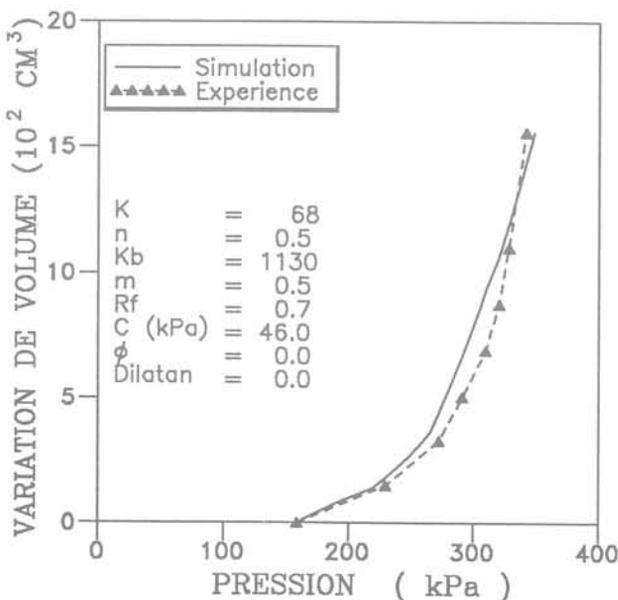


Fig. 14. — Identification des paramètres du comportement de l'argile de Cran (profondeur 11 m).

Fig. 14. — Identification of the behavior of the Cran clay (depth 11 m).

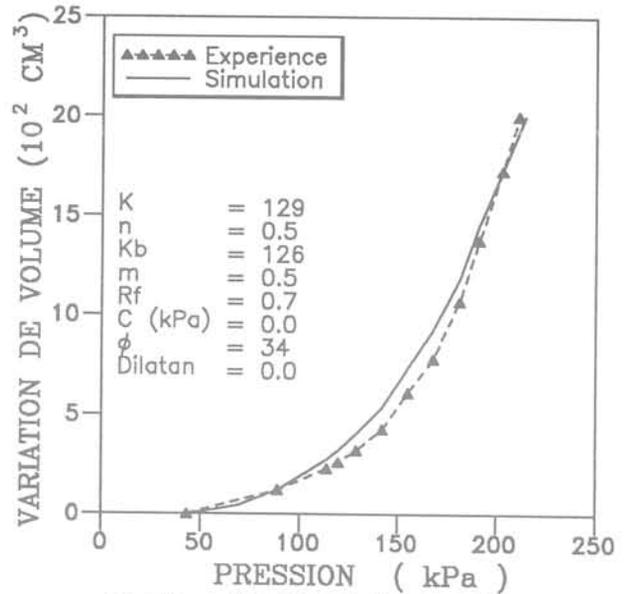


Fig. 15. — Identification des paramètres du comportement d'un sable lâche.

Fig. 15. — Identification of the behavior of a loose sand.

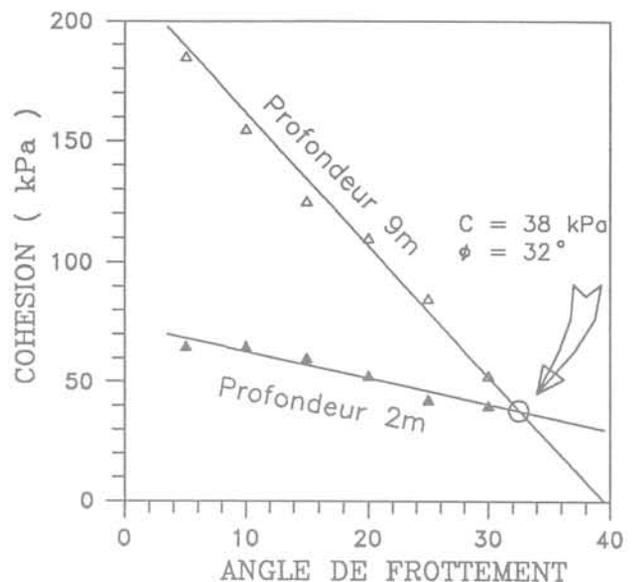


Fig. 16. — Détermination de la cohésion et de l'angle de frottement à partir des deux essais pressiométriques réalisés à deux profondeurs différentes.

Fig. 16. — Definition of the cohesion and friction angle from two pressuremeter tests performed at two different depths.

6. APPLICATION DE LA PROCÉDURE D'IDENTIFICATION POUR LA PRÉVISION DES TASSEMENTS

6.1. Evaluation des tassements sous une centrale nucléaire

La procédure précédemment définie pour l'identification a été appliquée en vue de l'évaluation du tassement des bâtiments d'une centrale nucléaire qui constitue un problème difficile (COSTAZ et al., 1987).

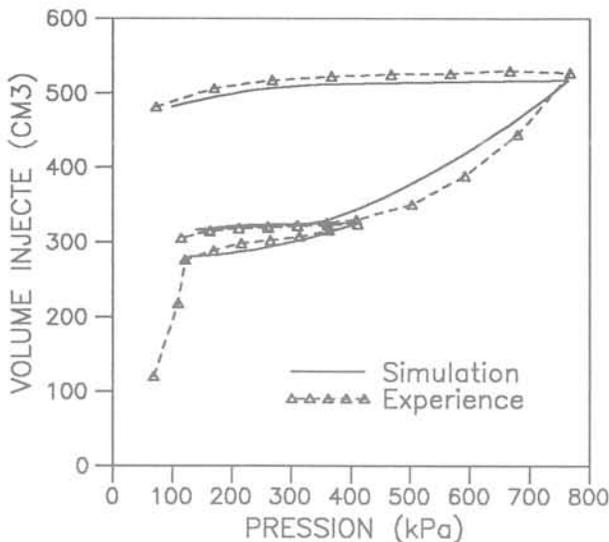
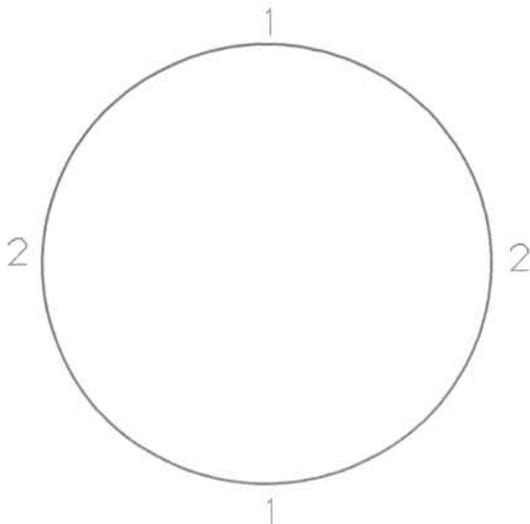


Fig. 11. — Simulation d'un essai pressiométrique avec un cycle de déchargement-rechargement (modèle CJS).

Fig. 11. — Simulation of pressuremeter test with unloading-reloading cycle (CJS model).



- 1 : décharge élastique avec changement de direction principale majeure
- 2 : décharge plastique

Fig. 12. — Chemins des contraintes lors du creusement d'un tunnel en terrains meubles.

Fig. 12. — Stress path during a tunnel excavation in soils.

5. UTILISATION DE L'ESSAI PRESSIOMÉTRIQUE POUR L'IDENTIFICATION DU MODÈLE DE DUNCAN-CHANG (CAMBOU et al., 1990)

Le modèle de DUNCAN et CHANG (DUNCAN et al., 1970).

Ce modèle est basé sur les résultats observés lors d'un essai triaxial classique : la courbe contrainte déformation

est assimilée à une hyperbole dont la tangente permet de définir le module d'YOUNG tangent (fig. 13).

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f (1 - \sin \varphi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi} \right]^2 E_i \quad (7)$$

E_i est le module initial que l'on exprime par :

$$E_i = k_e Pa \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^n \quad (8)$$

dans lequel Pa est la pression atmosphérique.

Le module tangent volumique s'exprime par :

$$B_t = \frac{1}{3} \frac{d(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{d(\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3)} \quad (9)$$

$$= k_b Pa \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^m$$

Ce modèle fait donc apparaître sept paramètres : la cohésion c , l'angle de frottement φ , k_b , k_e , n , m et R_f .

Une étude paramétrique menée sur ces sept constantes a permis de dégager les paramètres qui influent de façon importante sur les résultats d'un essai pressiométrique à savoir :

- k_e , c et φ ;
- k_b et R_f ont une influence plus faible;
- n et m sont très peu influents.

L'identification sera donc réalisée essentiellement sur les trois paramètres k_e , c et φ .

Le logiciel réalisé nommé PRESSIDENT peut être utilisé de deux façons :

- les paramètres du modèle sont définis par l'utilisateur, le programme permet alors de simuler un essai pressiométrique à une profondeur donnée, p_o étant défini par l'utilisateur. Ce type d'utilisation sera intéressant

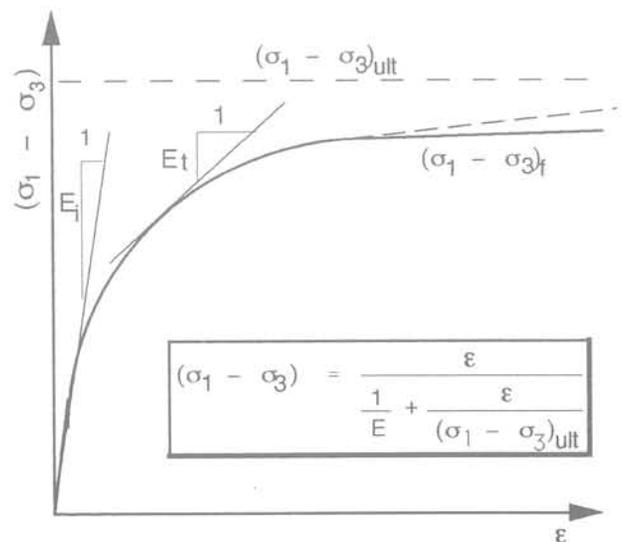


Fig. 13. — Modèle de DUNCAN et CHANG.

Fig. 13. — DUNCAN and CHANG model.

Tableau 3. — Paramètres du modèle de DUNCAN et CHANG pour les différentes couches de la stratigraphie.

Table 3. — Parameters of DUNCAN and CHANG model for the different layers of the stratigraphy.

Matériau	Paramètres du modèle de DUNCAN et CHANG			
Alluvions	$k_e = 500$ $n = 0,5$ $k_b = 500$	$C' = 300$ kPa $\phi' = 39^\circ$ $R_f = 0,7$	$m = 0,5$	
Calcaire de Pithiviers	$k_e = 63$ $n = 0,5$ $k_b = 1\ 052$	$C = 564$ kPa $\phi = 0$ $R_f = 0,7$	$m = 0,5$	
	$k_e = 240$ $n = 0,5$ $k_b = 4\ 050$	$C = 850$ kPa $\phi = 0$ $R_f = 0,7$	$m = 0,5$	
Calcaire de Morancez	$k_e = 488$ $n = 0,5$ $k_b = 8\ 173$	$C = 968$ kPa $\phi = 0$ $R_f = 0,7$	$m = 0,5$	
	$k_e = 34$ $n = 0,5$ $k_b = 556$	$C = 314$ kPa $\phi = 0$ $R_f = 0,7$	$m = 0,5$	
Eocène 1	$k_e = 179$ $n = 0,6$ $k_b = 2\ 970$	$C = 1\ 092$ kPa $\phi = 0$ $R_f = 0,7$	$m = 0,5$	
Eocène 2 3 4	$k_e = 175$ $n = 0,5$ $k_b = 2\ 921$	$C = 1\ 987$ kPa $\phi = 0$ $R_f = 0,7$	$m = 0,5$	

Tableau 4. — Comparaison des tassements mesurés et des tassements calculés.

Table 4. — Comparison between measured and forecast settlement.

Bâtiments	BR ₁	BR ₂	BK ₁	BK ₂	1LA	2LA	RR1	BAN	9LA
Tassement moyen total mesuré en octobre 1987 (mm)	230	230	113	108	167	134		146	121
Tassement moyen mesuré sans fluage (mm)	150	125	63	63	101	90		99	101
Tassement moyen estimé sans fluage (mm)	129	129	73	58	95	98	90	109	81

6.2. Evaluation des tassements en surface lors du creusement d'un tunnel

Le tassement en surface lié au creusement d'un tunnel a été évalué en utilisant un calcul par éléments finis (code CESAR-LCPC). Le modèle pris en compte pour ce calcul est le modèle CJS bien adapté pour décrire

les chemins de contrainte rencontrés au voisinage du tunnel (fig. 12). L'identification du modèle a été réalisée en utilisant des essais triaxiaux et dilatométriques.

La figure 21 montre les résultats de l'identification à partir d'un essai dilatométrique pour le tunnel de Villejust creusé dans le sable de Fontainebleau (KAZARIAN, 1990).

Lors du creusement d'un tunnel le déconfinement est défini par le facteur λ qui caractérise la contrainte résiduelle au niveau de la paroi du tunnel.

$$[\sigma] = (1 - \lambda) [\sigma_0] \quad (10)$$

$[\sigma_0]$ étant le tenseur des contraintes initial existant au niveau considéré avant le creusement.

Les figures 22 et 23 montrent les cuvettes de tassement calculées correspondant à deux valeurs de λ qui sont comparées aux mesures obtenues pour deux positions du front de taille.

Ces simulations apparaissent en bon accord avec les mesures. Il faut noter que pour réduire l'influence des conditions aux limites sur les résultats du calcul du tassement, il a fallu élargir la zone analysée et donc le maillage à trois fois la hauteur de couverture du tunnel (GRÈZE, 1991).

CONCLUSION

La procédure décrite dans cet article permet de définir certains paramètres intrinsèques d'un sol à partir de l'essai pressiométrique. Cette procédure a été utilisée dans un certain nombre de cas réels et a conduit à des prévisions en bon accord avec les mesures. Cette procédure présente cependant un certain nombre de li-

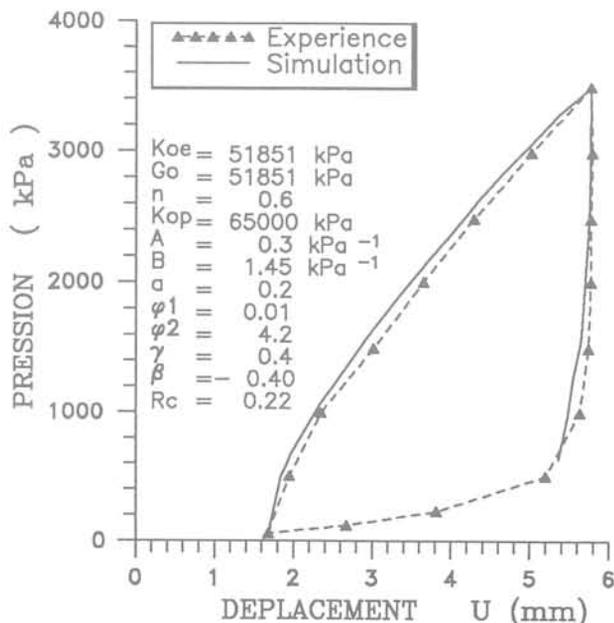


Fig. 21. — Identification du comportement du sable de Fontainebleau à partir d'un essai dilatométrique.

Fig. 21. — Identification of the behavior of the Fontainebleau sand from a dilatometer test.

La stratigraphie du sol sur lequel ont été mis en place les bâtiments ainsi que la localisation des différents bâtiments constituant la centrale nucléaire sont représentées sur les figures 17 et 18.

Le modèle qui a été utilisé est le modèle non linéaire de DUNCAN et CHANG, les figures 19 et 20 montrent les résultats de l'identification du modèle obtenus pour deux essais pressiométriques.

Le tableau 3 récapitule l'ensemble des paramètres du modèle pour les couches de sol apparaissant dans la stratigraphie.

Les tassements des différents bâtiments de la Centrale ont été calculés par le logiciel TENSOR mis au point par EDF-SEPTEN. Ce logiciel basé sur le calcul simplifié de la distribution des accroissements de contrainte par une formulation analytique de type BOUSSINESQ, a été utilisé avec le modèle de comportement de DUNCAN et CHANG. Le tableau 4 permet de comparer les résultats du calcul ainsi obtenus, aux résultats des mesures effectuées sur le site. On peut constater une bonne concordance des résultats expérimentaux et des calculs si on ne prend pas en compte le tassement différent dû au fluage du sol.

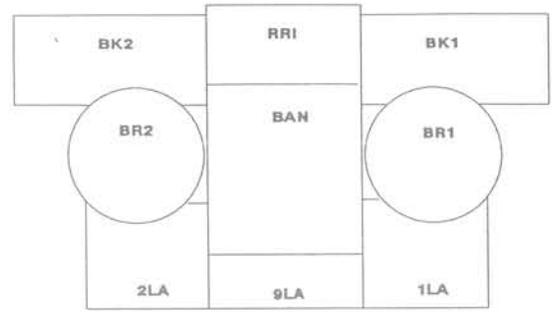


Fig. 18. — Localisation des bâtiments de la centrale nucléaire.

Fig. 18. — Localisation of the building of the nuclear power plant.

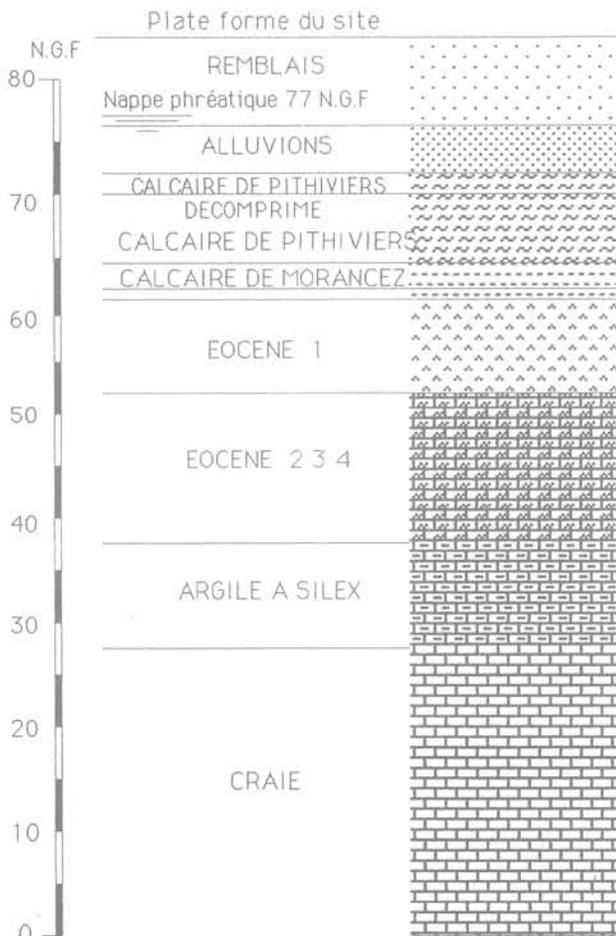


Fig. 17. — Stratigraphie simplifiée au droit du sondage P. 87.01.

Fig. 17. — Simplified stratigraphy of the site (boring P. 87.01).

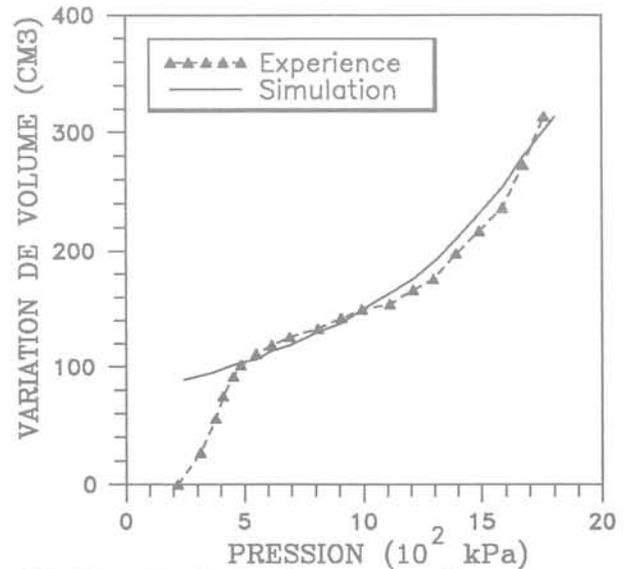


Fig. 19. — Identification des paramètres du comportement du calcaire de Pithiviers (profondeur 20,5 m).

Fig. 19. — Identification of the behavior of the Pithiviers limestone (depth 20.5 m).

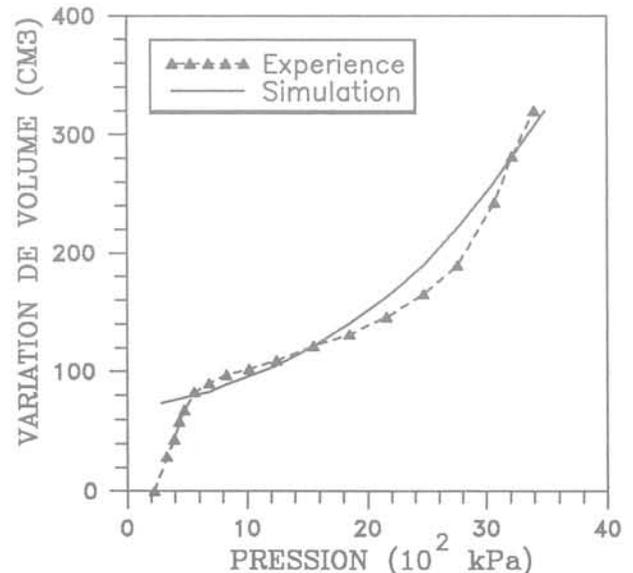


Fig. 20. — Identification des paramètres du comportement du calcaire de Morancez (profondeur 23,5 m).

Fig. 20. — Identification of the behavior of the Morancez limestone (depth 23.5 m).

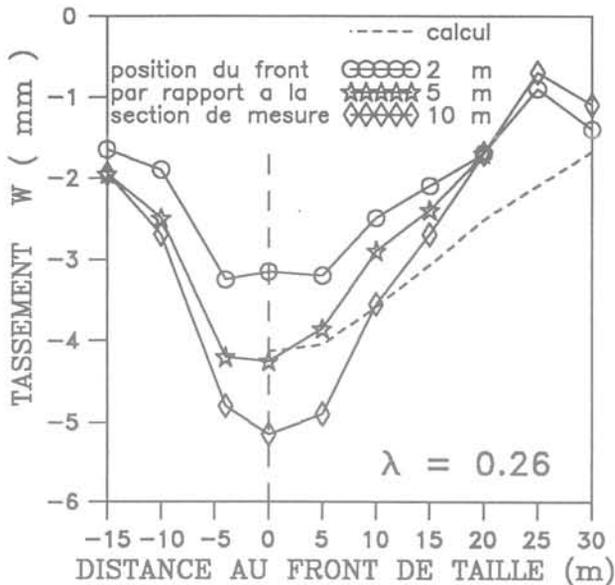


Fig. 22. — Comparison of the measured and forecast ground settlement for a value of $\lambda = 0.26$ (2-5 m).

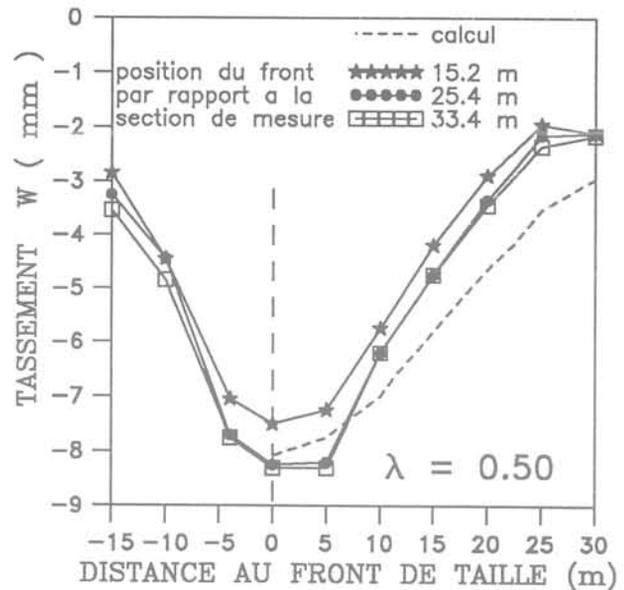


Fig. 23. — Comparison of the measured and forecast ground settlement for a value of $\lambda = 0.5$ (> 25 m).

mitations liées à la qualité du forage, d'une part, à la difficulté de découpler l'influence de certains paramètres d'autre part. Il nous semble cependant, que, utilisée à bon escient, notamment avec un cycle de décharge, cette procédure peut apporter un complément d'information très intéressant sur la reconnaissance des sols. On a intérêt, en particulier pour les projets importants, à recouper les diverses sources d'information, la procédure décrite ici, associée à d'autres plus classiques nous paraît dans cette optique d'un intérêt évident.

REMERCIEMENTS

Les travaux présentés dans cet article ont été réalisés en collaboration avec EDF-SEPTEN d'une part (BOZETTO P., COSTAZ J.-L., HAGHOU M.) et le CETU d'autre part (CHAPEAU C.) que nous remercions pour leur aide technique, scientifique et financière.

RÉFÉRENCES

- BAGUELIN F., JEZEQUEL J.-F. (1973), *Le pressiomètre autoforeur*. Annales de l'ITBTP, vol. 307-308, pp. 133-160.
- BAGUELIN F., JEZEQUEL J.-F., SHIELDS D.H. (1978), *The pressuremeter and foundation engineering*. Trans. Tech. Publications, Aedermannsdorf, Suisse.
- CAMBOU B., JAFARI K. (1988), *Modèle de comportement des sols non cohérents*. Revue Française de Géotechnique, n° 44, juillet 1988, pp. 43-55.

CAMBOU B., BOUBANGA A., BOZETTO P., HAGHOU M. (1990), *Determination of constitutive parameters from pressuremeter tests*. Avril 1990, Proceedings of the third symposium on pressuremeters, London, Angleterre, pp. 243-252.

CAMBOU B., BAHAR R., CHAPEAU C., KAZARIAN E. (1990), *Numerical analysis of pressuremeter tests: application to the identification of constitutive models*. Septembre 1990, Proceedings of the european speciality conference on numerical methods in geotechnical engineering, pp. 369-380, Santander, Espagne.

CAMBOU B., SOEGIRI S., FAY J.-B., LE TIRANT P., NAUROY J.-F. (1991), *Pressiomètre avec mesure de pression interstitielle*. Comptes rendus de la 10^e Conférence européenne de mécanique des sols et des travaux de fondations, vol. 1, pp. 45-48, Florence, Italie.

COSTAZ J.-L., HAGHOU M. (1987), *Fondation des centrales nucléaires*. Revue Française de Géotechnique, n° 41, 1987, pp. 7-27.

DUNCAN J.-M., CHANG C.V. (1970), *Non linear analysis of stress and strain in soils*. Journal of the soil mechanics and foundations in geotechnical engineering division, ASCE, vol. 96, n° SM5, 1629-1653.

GAMBIN M., FRANK R. (1982), *Ménard pressuremeter tests*. Foundation Engineering, Presses ENPC, Paris

GRÈZE F. (1992), *Diverses approches des phénomènes de tassements en surface provoqués par l'utilisation d'un tunnelier*. Tunnels et ouvrages souterrains, à paraître.

- JEZEQUEL J.-F., LEMASSON H., TOUZE J., *Le pressiomètre Louis Ménard*. Bulletin de liaison des laboratoires routiers, vol. 32, 1986, pp. 97-120.
- KAZARIAN E. (1991), *Etude de l'essai pressiométrique au moyen de la méthode des éléments finis*. Application des résultats à l'étude du comportement des tunnels. Tunnels et ouvrages souterrains, n° 105, pp. 138-143.
- MÉNARD L., *Mesures in situ des propriétés physiques des sols*. Annales des Ponts et Chaussées, vol. 3, 1957, pp. 357-376.
- SCHOFIELD A., WROTH C.P. (1968), *Critical state soil mechanics*. Morice P.B., Mc Grax Hill, London.
- SOEGIRI S. (1991), *Modélisation de l'essai pressiométrique avec prise en compte de l'interaction fluide-solide : application à l'identification du comportement des sols*. Thèse à l'Ecole centrale de Lyon.
- ZANIER F. (1985), *Analyse numérique de l'essai pressiométrique : application au cas des sols cohérents*. Thèse à l'Ecole centrale de Paris.