Modélisation de l'interaction sol-pieu par la méthode des éléments finis

Vincenzo De GENNARO
Roger FRANK
CERMES (École Nationale des Ponts et Chaussées - LCPC, Institut Navier)

RÉSUMÉ

Dans les fondations profondes la caractérisation du contact entre le sol et l'élément structural, le pieu, joue un rôle majeur dans la définition des conditions de stabilité de l'ouvrage.
Nous présentons dans ce travail une analyse numérique par la méthode des éléments finis du comportement mécanique de fondations profondes isolées sous charge axiale. Une attention particulière est consacrée à la modélisation du contact sol granulire – pieu –interface), et à la définition d'éléments de contact spéciaux, capables de reproduire les traits essentiels du comportement d'interface.
La formulation d'une loi de comportement élastoplastique d'interface appropriée (modèle MEPI) est d'abord présentée. Sa validation est réalisée sur des essais de cisaillement d'interface. Cette loi, intégrée dans le conde aux éléments finis CESAR-LCPC, est utilisée ensuite pour la simulation des essais de chargement d'un pieu modèle en chambre d'étalonnage. L'accord satisfaisant entre les résultats expérimentaux et le simulations numériques réalisées par la méthode des éléments finis a permis de vérifier la pertinence de l'approche proposée.

DOMAINE : *Sciences de l'ingénieur.*

ABSTRACT

FINITE ELEMENT MODELLING OF SOIL-PILE INTERACTION

Stability analysis of deep foundations depends, to a large extent, on the mechanical characterisation of the interface between the soil and the structural element (i.e. the pile).
The work presented herein addresses the problem of the limite element analysis of a compression test on a vertical pile. To reproduce the basic features of the interface behaviour, an interface model is formulated and special contact elements are proposed.
The formulation of the elastoplastic interface model MEPI is first presented. Model capabilities are verified on a series of interface tests results. Then, to simulate compression tests on vertical model piles in calibration chamber, MEPI model has been implemented in the CESAR-LCPC finite element computer code. The computed piles responses are proved to be satisfactory, and corroborate the validity of the proposed modelling approach.

FIELD: *Engineering Sciences.*

INTRODUCTION

Lorsque l'on considère l'interaction de deux solides en contact avec des caractéristiques de déformabilité très différentes, la rupture est très souvent accompagnée de la formation, à l'interface, dans le solide le plus déformable, d'une zone de faible épaisseur orientée dans la direction de la surface de contact. Cette zone, appelée *interface sol-structure*, siège d'une importante localisation de la déformation, joue le rôle d'une discontinuité cinématique caractérisée par des gradients de déformations très élevés. Nombre de structures de génie civil sont en contact avec les sols. C'est le cas, par exemple, de l'interaction sol-écrans, sol-tirants d'ancrage, sol-pieux ou micropieux ou encore sol-renforcement dans le cas de la « terre armée » et des sols cloués. La rupture est observée au sein de cette zone, lieu de transmission des contraintes et des déformations. La description du comportement, en termes de frottement mobilisé par une structure rigide dans un sol, doit par conséquent nécessairement passer par la modélisation de cette région fortement sollicitée.

Dans ce travail, notre attention a été concentrée sur les fondations profondes et, plus particulièrement, sur la caractérisation du contact entre un sol granulaire et un pieu. L'analyse du comportement mécanique des fondations profondes isolées sous charge axiale montre que l'interface sol-pieu joue un rôle majeur dans la définition des conditions de stabilité de l'ouvrage (voir par exemple [1-5]). Il est donc nécessaire de tenir compte de son comportement, tant lors d'un calcul de dimensionnement que dans la modélisation numérique par éléments finis. La présente étude concerne la définition d'éléments de contact spéciaux, ainsi que la formulation d'une loi de comportement d'interface appropriée (modèle MEPI*).

* *MEPI (Modèle ÉlastoPlastique d'Interface).*

On présente d'abord le cadre général de l'étude sur la modélisation de l'interaction sol-pieu par la méthode des éléments finis, et on décrit comment les problèmes de contact sont résolus à l'aide de cette méthode. On définit par la suite le modèle rhéologique MEPI pour la description du comportement élastoplastique de l'interface entre un sol granulaire et une structure rigide (rugueuse ou lisse). On montre comment ce modèle a été intégré dans le code aux éléments finis CESAR-LCPC [6]. Enfin, on valide cette approche, via l'analyse numérique des résultats expérimentaux obtenus en utilisant des essais de chargement d'un pieu en chambre d'étalonnage.

RÉSOLUTION DES PROBLÈMES DE CONTACT PAR LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS

Dans la résolution de problèmes avec conditions aux limites intégrant les interfaces, l'utilisation des éléments finis pour la modélisation du contact avec des éléments habituels pose des problèmes, car le mouvement relatif des solides en contact n'est pas, *a priori*, compatible avec la condition de continuité du déplacement requise aux nœuds des éléments adjacents.

L'interaction sol-pieu est un exemple typique de problème comportant une interface. On souligne qu'une difficulté particulière existe dans le cas des pieux : il s'agit de la définition de l'état initial dans le sol et à l'interface, problème loin d'être résolu, vu les difficultés de simulation correcte de la mise en place des pieux (simulation du battage, du forage, etc.).

Les « méthodes traditionnelles » de calcul d'un pieu sont fondées sur des corrélations empiriques conduisant à la détermination de la capacité portante limite [3, 7, 8]. Dans la plupart des cas, une attention relativement moins importante est donnée à la détermination des caractéristiques de déformation qui correspondent à la phase de service d'un pieu. Cependant, les récentes recommandations de conception et de calcul des fondations profondes au niveau Européen (Eurocode 7-1, adopté en mars 2004), suggèrent le calcul des tassements et des déplacements horizontaux car des valeurs excessives de ceux-ci peuvent affecter le fonctionnement de la structure [5, 8]. Parmi l'ensemble des méthodes analytiques ou numériques permettant d'analyser le comportement des pieux, et qui prennent en compte le comportement en déformation du sol, trois méthodes ont connu des développements importants, à savoir : la méthode des éléments finis, la méthode des équations intégrales aux frontières et la méthode des fonctions de transfert de charge (t-z ou p-y). Le présent article concerne la méthode des éléments finis.

Modélisation numérique du contact par la méthode des éléments finis

Les principes de base de la méthode des éléments finis et son application à la solution des problèmes tels que le calcul du comportement des pieux ont été proposés par un certain nombre d'auteurs au cours des trente dernières années (voir par exemple [9-22]). Plusieurs méthodes de modélisation du comportement discontinu à l'interface sol-structure ont été proposées :

- l'utilisation d'éléments de liaison sans épaisseur (« zero-thickness elements » dans la littérature anglo-saxonne) à deux nœuds où l'on considère comme active uniquement la connexion entre les nœuds opposés [23-26] ;
- l'utilisation d'éléments finis bidimensionnels ou tridimensionnels de faible épaisseur type « couche mince » (« thin-layer elements » dans la littérature anglo-saxonne) en affectant à ceux-ci des lois de comportement dérivées de la théorie de l'élastoplasticité [27] ;
- les méthodes « hybrides » où sol et structure sont modélisés séparément et liés ensuite par des équations de compatibilité de différentes natures pour les forces et les déplacements [28-30].

Avec les éléments « sans épaisseur », la continuité des déplacements à l'interface est assurée par l'application d'une méthode de pénalisation ou d'adaptation de la rigidité [24] et la condition de glissement relatif est contrôlée par le critère de Mohr-Coulomb. Une famille d'éléments de ce type a été programmée dans le module TCNL du code CESAR-LCPC [6, 31].

Dans le cas des éléments « couche mince » 2-D, le problème du contact est modélisé en utilisant des éléments finis isoparamétriques rectangulaires, caractérisés par un rapport de forme (rapport de la plus grande dimension de l'élément sur sa plus petite dimension) relativement élevé et des lois de comportement adaptées à la mécanique de la zone de contact. L'avantage de cette méthode est que l'on peut utiliser des éléments finis standard. Dans la présente étude, on a utilisé des éléments isoparamétriques à huit nœuds pour la modélisation du contact sol-pieu.

Fonctionnement d'un élément « couche mince »

Le recours à des éléments de type « couche mince » est justifié par la nécessité d'avoir une description du comportement de l'interface qui soit valable aussi bien dans la direction parallèle au cisaillement que dans la direction perpendiculaire, défaut souvent associé aux éléments « sans épaisseur » [32].

Afin de pouvoir adapter des éléments finis isoparamétriques bidimensionnels à la description du comportement mécanique de l'interface, deux conditions sont nécessaires : d'une part, l'élément doit permettre de simuler le mécanisme de cisaillement en considérant uniquement les contraintes normale et de cisaillement agissant sur l'interface et, d'autre part, la loi de comportement associée à l'élément doit permettre de relier ces contraintes à l'interface aux déplacements associés.

La définition d'un rapport de forme optimal pour les éléments est un aspect essentiel de la modélisation de l'interaction sol-structure à l'aide de la méthode des éléments finis. Pour des éléments finis standard, il est en général conseillé de considérer des rapports de forme L/t compris entre 3 et 10 [33]. Pour un élément de type « couche mince », une estimation correcte des déplacements relatifs d'interface est obtenue pour des valeurs du rapport de forme comprises entre 10 et 100, avec une forte dépendance de ce rapport vis-à-vis de la loi de comportement adoptée à l'interface [27, 34, 35].

Dans le cas d'un problème bidimensionnel, une schématisation possible de l'interface par un élément quadrangulaire à 8 nœuds est présentée sur la figure 1. Dans le repère local (m, n), la plus grande dimension de l'élément, L, est parallèle à la direction de l'axe m, sa plus petite dimension (épaisseur) est égale à t. L'élément est incliné d'un angle α par rapport à la direction de l'axe x_1 du repère global. Les contraintes locales σ_n et τ (tangentielle) s'exerçant sur une facette parallèle à la direction de l'interface peuvent être calculées à partir de la connaissance des composantes en contraintes exprimées dans le repère global [25, 36]. Si $(\sigma_{11}, \sigma_{22}, \tau_{12})^T$ est le pseudo-vecteur (composantes du tenseur écrites comme un vecteur) des contraintes dans le repère global et $(\sigma_n, \tau)^T$ le pseudo-vecteur des contraintes dans le repère local, la relation entre les contraintes locales et globales est donnée par :

$$\begin{bmatrix} \sigma_n \\ \tau \end{bmatrix} = \mathbf{T}_\sigma \begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \tau_{12} \end{bmatrix} ; \quad \mathbf{T}_\sigma = \begin{bmatrix} \sin^2\alpha & \cos^2\alpha & -2\sin\alpha\cos\alpha \\ -\cos\alpha\sin\alpha & \cos\alpha\sin\alpha & \cos^2\alpha - \sin^2\alpha \end{bmatrix} \qquad (1)$$

D'une manière analogue, si $(\varepsilon_{11}, \varepsilon_{22}, \gamma_{12})^T$ représente le pseudo-vecteur des déformations dans le repère global, et $(\varepsilon_n, \gamma)^T$ le pseudo-vecteur des déformations dans le repère local, la relation entre les déformations locales et globales est donnée par :

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_n \\ \gamma \end{bmatrix} = \mathbf{T}_\varepsilon \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \gamma_{12} \end{bmatrix} ; \quad \mathbf{T}_\varepsilon = \begin{bmatrix} \sin^2\alpha & \cos^2\alpha & -\sin\alpha\cos\alpha \\ -2\cos\alpha\sin\alpha & 2\cos\alpha\sin\alpha & \cos^2\alpha - \sin^2\alpha \end{bmatrix} \qquad (2)$$

Dans le code de calcul CESAR-LCPC, les relations (1) et (2) sont utilisées pour décrire le comportement d'un massif continu à critère de plasticité « orienté », en se fondant sur la formulation donnée par Frank et *al.* [25]. Il convient toutefois de signaler que ce critère correspond plutôt à la représentation d'un massif à forte densité de discontinuités, et nécessite une adaptation afin de modéliser une surface de contact isolée telle que l'interface [35-37].

En suivant les procédures classiques de la méthode des éléments finis, pour l'élément sur la figure 1, dans son repère local, le pseudo-vecteur des déformations peut être exprimé en fonction des déplacements aux nœuds sous la forme matricielle suivante :

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{mm} \\ \varepsilon_{nn} \\ \gamma_{mn} \end{bmatrix} = \mathbf{B} \begin{bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ \vdots \\ u_8 \\ v_8 \end{bmatrix} ; \quad \mathbf{B} = \mathbf{LN} \qquad (3)$$

La matrice **L** est l'opérateur de dérivation, la matrice **N** contient les fonctions de forme (ou d'interpolation) $N_i = N_i(\xi, \eta)$ aux nœuds de l'élément, u_i et v_i (pour i = 1,8) sont les déplacements nodaux de l'élément, respectivement dans les directions x_1 et x_2. Les fonctions N_i étant définies dans le repère (ξ, η) de l'élément de référence, pour obtenir la matrice de dérivation **B** en (3), il est nécessaire d'introduire la matrice jacobienne **J** d'un élément rectangulaire de longueur L et

d'épaisseur t (*cf.* Fig. 1), permettant la transformation géométrique entre l'élément réel et l'élément de référence [38-40]. À l'issue des substitutions dans la relation (3), les déformations de l'élément seront fonction des déplacements nodaux, des fonctions d'interpolation Ni et des dimensions de l'élément (t et L). En réduisant l'épaisseur de l'élément ($t \to 0$), les termes de la matrice **B** en (3) qui contiennent le rapport t/L (l'inverse du rapport de forme de l'élément) deviennent négligeables. Pour l'élément montré sur la figure 1, en admettant pour simplifier les calculs $\alpha = 0$, on montre que les déformations moyennes dans l'élément s'écrivent (voir détails du calcul en annexe) :

$$\bar{\varepsilon}_{mm} \cong 0$$

$$\bar{\varepsilon}_{nn} \cong 2\sum_{i=1}^{8} \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \frac{v_i}{t} \cong \frac{[u_n]}{t} \qquad (4)$$

$$\bar{\gamma}_{mn} \cong 2\sum_{i=1}^{8} \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \frac{u_i}{t} \cong \frac{[u_m]}{t}$$

où $[u_n]$ et $[u_m]$ sont les déplacements relatifs de l'élément d'interface dans la direction normale (n) et tangentielle (m). Ces déplacements sont fonctions de l'ensemble des déplacements de l'élément calculés sur chacun des côtés perpendiculaires à la direction n (*cf.* Fig. 1). Par conséquent, avec des éléments ayant un rapport de forme élevé, les déformations calculées aux nœuds de l'élément traduisent le mode de déformation caractéristique de l'interface. La présence du paramètre t dans l'équation (4) est essentielle afin de pouvoir relier les contraintes à l'interface aux déplacements relatifs correspondants, en accord avec les hypothèses cinématiques introduites pour décrire le comportement mécanique de l'interface sol-structure. En effet, en supposant que le comportement de l'interface est décrit en considérant le déplacement relatif tangentiel $[u_m]$ et le déplacement relatif normal $[u_n]$ de l'interface comme variables d'état, et la contrainte de cisaillement τ mobilisée à l'interface et la contrainte normale σ_n à l'interface comme variables associées (voir aussi paragraphe suivant), le comportement local (élastique ou élastoplastique) s'écrit :

$$\begin{bmatrix} d\sigma_{nn} \\ d\tau_{mn} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d[u_n] \\ d[u_t] \end{bmatrix} = t \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d\varepsilon_{nn} \\ d\gamma_{mn} \end{bmatrix} = \mathbf{K}^L \begin{bmatrix} d\varepsilon_{nn} \\ d\gamma_{mn} \end{bmatrix} \qquad (5)$$

où les éléments K_{ij} sont des modules locaux, ayant la dimension d'une rigidité (kPa/m). Ainsi, la loi de comportement local pour l'élément d'interface peut toujours s'exprimer via la matrice constitutive donnant la relation contraintes-déformations (matrice $\mathbf{K}^L$ dans l'équation (5)).

L'approche proposée par Frank et *al.* [25] dans CESAR-LCPC (« critère orienté », module MCNL) utilise, pour reproduire le contact, le critère de plasticité de Mohr-Coulomb avec une règle d'écoulement associée ou non-associée ; l'élasticité est de type linéaire avec un module d'Young E et un coefficient de Poisson ν. À la lumière des observations précédentes, si aucune hypothèse n'est faite sur la dimension de l'élément d'interface et sa loi de comportement, on peut considérer ce dernier comme un élément classique, capable de reproduire le comportement particulier d'un milieu où il y a beaucoup de discontinuités. La zone d'interface est donc considérée plutôt comme une zone remaniée. La base de la formulation du critère orienté a été donc reprise et modifiée pour l'adapter aux problèmes d'interface en considérant un comportement élastoplastique.

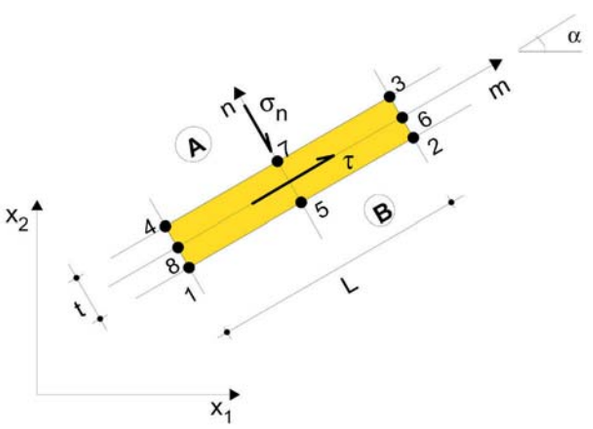


Figure 1
Élément d'interface à huit nœuds.

MODÉLISATION DU COMPORTEMENT DE L'INTERFACE SOL-STRUCTURE

Les études expérimentales sur le comportement des interfaces sol-structure ont mis en évidence l'importance des phénomènes de déformation (contractance-dilatance) qui se développent dans cette zone et l'effet qu'ils peuvent avoir sur la mobilisation du frottement [41-45]. La définition des mécanismes de base qui caractérisent l'interface, notamment sa cinématique, a fourni des éléments indispensables pour une modélisation correcte de son comportement. L'ensemble de ces mécanismes est résumé sur la figure 2a pour un essai à contrainte normale constante, où sont tracées, en fonction du déplacement relatif tangentiel [u_t], les évolutions typiques du frottement mobilisé $\mu = \tau/\sigma_n$ et du déplacement relatif normal [u_n] à l'interface (τ est la contrainte de cisaillement mobilisée à l'interface et σ_n la contrainte normale à l'interface).

On constate d'abord une augmentation progressive du frottement mobilisé jusqu'à la condition de rupture (pic ou palier). La présence d'un pic de résistance au cisaillement se produit pour des densités élevées (ou pour des contraintes normales faibles). Du point de vue volumique, on remarque l'existence du phénomène de contractance-dilatance. Dans les essais d'interface à contrainte normale constante, le déplacement relatif normal est initialement décroissant (phase contractante), puis croissant jusqu'à une pseudo-stabilisation de la pente du diagramme [u_n] : [u_t] (phase dilatante), parfois suivie d'une lente diminution pour les grands déplacements relatifs associée par certains auteurs à une dégradation liée à la rupture des grains [46-47]. Dans les essais à volume constant ou à rigidité constante, la contractance initiale se traduit par une diminution de la contrainte normale. Par la suite, la dilatance, pour les grands déplacements relatifs tangentiels, se traduit par une augmentation de la contrainte normale (dilatance empêchée, voir [48]).

Le modèle MEPI

Les interfaces ont fait l'objet d'importants travaux théoriques et numériques, cela étant dû au caractère très particulier de leur comportement. Le matériau d'interface a été supposé élastique linéaire ou non linéaire avec une relation contraintes-déformations de type hyperbolique dans les directions normale et tangentielle à la déformation [27]. Des modèles plus complexes, incorporant les concepts de dilatance-contractance et d'endommagement, ont également été proposés en s'appuyant sur l'analogie avec le comportement des joints rocheux [49]. D'autres approches font référence aux principes propres à la théorie de l'élastoplasticité [15, 26, 36, 43, 50-52], ou aux modèles incrémentaux [1, 43].

Enfin, on peut souligner les similitudes que le comportement d'interface présente avec le comportement des sables sous chemin triaxial drainé et non drainé [43]. Ces analogies physiques, constatées avec le comportement des milieux granulaires à l'appareil triaxial, comprennent notamment les notions d'état caractéristique et d'état ultime. Ces deux concepts ont été utilisés par De Gennaro et *al*. [53-54] pour formuler le modèle de comportement MEPI pour l'interface sol-structure, qui est détaillé brièvement ci-après.

Comportement élastique

Soit $\underline{d\sigma} = (d\sigma_n, d\tau)^T$, le vecteur incrément de contraintes et $d[\underline{u}^e] = (d[u_n^e], d[u_t^e])^T$, le vecteur incrément des déplacements relatifs élastiques. Le comportement élastique de l'interface est donné par la relation linéaire suivante :

$$\underline{d\sigma} = \mathbf{K}^e d[\underline{u}^e] \; ; \; \mathbf{K}^e = \begin{bmatrix} K_n & 0 \\ 0 & K_t \end{bmatrix} \qquad (6)$$

La matrice $\mathbf{K}^e$ est constituée par les rigidités élastiques de l'interface dans les directions normale (K_n) et tangentielle (K_t). Le comportement élastique ne considère pas un couplage entre les phénomènes normaux et tangentiels à l'interface. Afin d'exprimer l'évolution des deux rigidités en fonction de la contrainte normale et de l'état de densité du matériau, on définit :

$$K_n = k_n \sigma_{ni}^N \; ; \; K_t = k_t \sigma_{ni}^N \qquad (7)$$

k_n, k_t et N sont trois paramètres du modèle, σ_{ni} est la contrainte normale initiale. Les deux rigidités augmentent comme la puissance de la contrainte normale initiale, en accord avec les résultats expérimentaux sur les sables (voir par exemple Le Tirant et Sarda qui ont mené des essais sur le sable de Fontainebleau [55]).

Surface de charge et fonction d'écrouissage

Au cours du cisaillement, le coefficient μ augmente progressivement et atteint à la rupture la valeur maximale μ_p (valeur au pic pour les sables denses, valeur au palier pour les sables lâches ; Fig. 2), ce qui se traduit, dans le plan (σ_n, τ) par la rotation de la droite $\tau = \mu\sigma_n$ (Fig. 2b). Les résultats expérimentaux montrent de plus que, pour une surface rugueuse, la condition de rupture est bien approchée par le critère de Mohr-Coulomb. En négligeant la cohésion, et en considérant comme positive la contrainte en compression, le critère est défini par la droite :

$$\tau_p = \sigma_n \tan \delta_P = \mu_P \tag{8}$$

où δ_p est l'angle de frottement de l'interface au pic (rupture) et $\mu_p = \tan \delta_p$ est le coefficient de frottement au pic. L'hypothèse d'un coefficient μ_p constant dans la relation (8) est acceptable pour des contraintes normales élevées, supérieures à 50 kPa. En revanche, la valeur de μ_p varie avec σ_n pour des valeurs plus faibles. La fonction de charge proposée est obtenue par la généralisation du critère de rupture de Mohr-Coulomb, avec l'hypothèse de cohésion nulle à l'interface [56-57]. L'équation de la surface de charge F adoptée est la suivante :

$$F = \tau - \sigma_n \mu([u_t^p]) = 0 \tag{9}$$

La fonction μ ($[u_t^p]$) est la fonction d'écrouissage donnant l'évolution du frottement mobilisé au cours du processus de chargement en fonction du déplacement relatif tangentiel plastique $[u_t^p]$. Dans le modèle MEPI, on choisit d'écrire :

$$\mu([u_t^p]) = \mu_o + (\mu_p - \mu_o)\frac{[u_t^p]}{A\left(\frac{\sigma_{ni}}{p_o}\right)t + [u_t^p]} \tag{10}$$

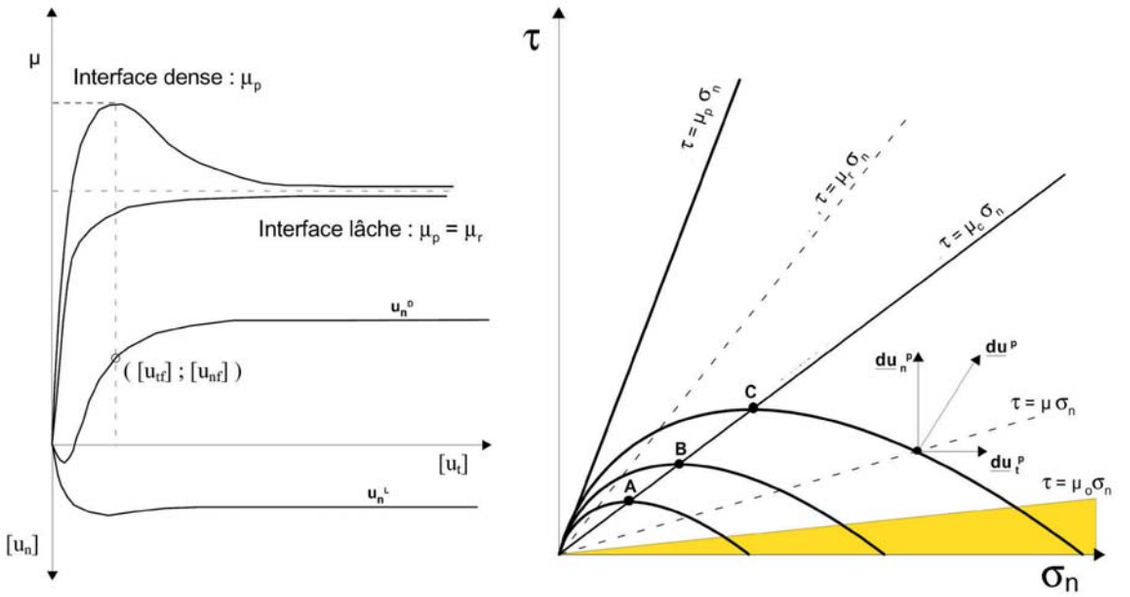
où μ_p est le coefficient de frottement à la rupture ; $\mu_o = \tan \delta_o$, le coefficient de frottement mobilisé initial délimitant le domaine élastique ; t, l'épaisseur de la couche d'interface ; A, un paramètre du modèle (sans dimension) ; σ_{ni} la contrainte normale initiale et $p_o = 1$ kPa, une pression de référence.

Le paramètre A permet de régler l'allure de la loi d'écrouissage (10), de type hyperbolique. Sa réduction, ou son augmentation, génère respectivement un écrouissage prononcé ou un écrouissage léger à l'interface. Les valeurs typiques de A, pour un contact acier-sol granulaire, sont comprises entre 10^{-3} et 10^{-5}, fonction notamment de la rugosité de l'interface (pour une interface lisse A diminue). Une étude paramétrique sur l'effet de ce paramètre, détaillée dans [53], a montré qu'une variation de l'ordre de ± 10 % n'a pas d'influence. L'introduction de t dans l'équation (10) permet de considérer une longueur interne caractéristique pour l'interface. Le rapport (σ_{ni}/p_o) est introduit afin de prendre en compte l'effet de σ_n sur l'allure de la courbe de mobilisation du coefficient de frottement μ. Le déplacement relatif tangentiel plastique u_t^p est le paramètre d'écrouissage du modèle.

L'évolution de la surface de charge F, réglée par $[u_t^p]$, agrandit le domaine d'élasticité initial jusqu'à atteindre la condition limite, donnée par la surface de rupture du critère de Mohr-Coulomb, définie par l'angle de frottement $\delta_p = \tan^{-1}(\mu_p)$ (*cf.* Fig. 2b). Le comportement radoucissant, souvent observé au cours des essais d'interface sur sables denses (*cf.* Fig. 2a), peut être introduit en adoptant au lieu de (10) la relation d'écrouissage suivante :

$$\mu(u_t^p) = \mu_r + \frac{(\mu_p - \mu_r)}{\mathrm{ch}\left[\frac{A_o}{t}\left([u_t^p] - [u_{tp}^p]\right)\right]} \quad \text{et} \quad [u_t^p] > [u_{tp}^p] \tag{11}$$

où μ_r est le coefficient de frottement résiduel ; A_o est un paramètre du modèle qui règle le taux de radoucissement (valeurs typiques comprises entre 1 et 20), son augmentation accélère le radoucissement et la stabilisation à la valeur de frottement résiduel ; $[u_{tp}^p]$ est la valeur du paramètre d'écrouissage à la rupture, qui permet de définir la position du pic de résistance au cisaillement, en alternative à une approche plus rigoureuse fondée sur la théorie de la bifurcation [58].



(a) (b)

Figure 2

(a) Réponses mécaniques typiques de l'interface ; (b) Modèle MEPI : surface de charge et potentiel plastique dans le plan des contraintes.

Potentiel plastique

Le choix du potentiel plastique, Q, doit permettre de reproduire le comportement volumique typique, observé dans un essai de cisaillement d'interface. Par conséquent, son expression doit décrire les phénomènes de contractance-dilatance, la transition entre les deux phases (état caractéristique) et la condition ultime aux grands déplacements relatifs, avec la stabilisation du déplacement relatif normal $[u_n]$. Ces phénomènes peuvent être pris en compte en choisissant un potentiel plastique analogue à celui du modèle Cam Clay [59-60], c'est-à-dire :

$$Q = \tau + \mu_c \sigma_n \ln\left(\frac{\sigma_n}{\sigma_{ni}}\right) \tag{12}$$

Les expressions (9) et (12) permettent d'écrire :

$$\sigma_{ni} = \sigma_n \exp\left(\frac{\mu}{\mu_c}\right) \tag{13}$$

Les incréments plastiques des déplacements relatifs s'écrivent alors :

$$\begin{bmatrix} d[u_n^p] \\ d[u_t^p] \end{bmatrix} = d\lambda \begin{bmatrix} \mu_c - \mu \\ 1 \end{bmatrix} \tag{14}$$

et la dilatance est décrite par :

$$D = \frac{d[u_n^p]}{d[u_t^p]} = \mu_c - \mu \tag{15}$$

Sur la base de l'expression (15), le comportement contractant est défini par la condition $\mu < \mu_c$ ($d[u_n^p] > 0$) ; la dilatance est générée si $\mu > \mu_c$ ($d[u_n^p] < 0$). L'état caractéristique est obtenu lorsque $\mu = \mu_c$; pour cette condition $d[u_n^p] = 0$ (points A, B et C, *cf.* Fig. 2b). La condition de dilatance nulle à l'interface à l'état ultime est introduite en admettant que la valeur de μ_c tend au cours du cisaillement vers sa limite supérieure donnée par le coefficient de frottement μ_p. Cela traduit l'accroissement du domaine contractant de l'interface, associé à son expansion (dilatance) et à l'augmentation de l'indice des vides.

Ce dernier, comme le confirment les résultats expérimentaux obtenus dans le cadre des études sur l'état critique des sables [61], peut être une variable d'état appropriée pour représenter le comportement volumique de l'interface. Afin de simplifier la formulation, tout en gardant sa philosophie de base, la loi d'évolution de μ_c a été considérée fonction du paramètre d'écrouissage u_t^p. On a ainsi :

$$\mu_c = \mu_{co} + (\mu - \mu_{co})\, D([u_t^p]) \quad \text{pour} \quad \mu \geq \mu_{co} \tag{16}$$

avec $D = D([u_t^p])$ donnée par :

$$D([u_t^p]) = 1 - \frac{1}{\mathrm{ch}\left[\frac{C_o}{t}\left(\frac{\sigma_{ni}}{p_o}\right)[u_t^p]\right]} \tag{17}$$

Le paramètre C_o définit le taux de stabilisation de la dilatance à l'interface. Les valeurs typiques sont comprises entre 10^{-1} (interface peu dilatante) et 10^{-3} (interface dilatante). De manière analogue au rôle joué par A_0 dans l'équation (11), l'augmentation de C_o accélère la stabilisation de la dilatance à la valeur nulle (état ultime). Il convient de signaler que la fonction $D = D([u_t^p])$, n'est pas liée à un paramètre d'état du sable, comme l'indice des vides, traduisant correctement, du point de vue mécanique, l'évolution du domaine contractant du matériau, et donc le phénomène de stabilisation de la dilatance aux plus grands déplacements relatifs. On trouvera cette formulation dans [53]. Par ailleurs, le choix de faire dépendre le potentiel plastique du déplacement relatif plastique, et donc du chemin de contrainte suivi, n'est valable que dans le cas spécifique décrit ici, où la surface de charge est linéaire. On note que le modèle MEPI comporte douze paramètres, à savoir : k_n, k_t, N, μ_o, μ_p, μ_{co}, μ_r, A, A_o, C_o, t et $[u_{tp}^p]$. La valeur de σ_{ni} est définie à partir des conditions initiales. Les paramètres sont facilement identifiables à partir d'un ou plusieurs essais d'interface.

Vérification et validation du modèle MEPI

Le fonctionnement du modèle a été vérifié par la simulation de certains essais de cisaillement sol-structure sur divers chemins de sollicitation : à contrainte normale constante, à volume constant et à rigidité normale constante [54]. Sont donnés ici quelques résultats des simulations des essais d'interface entre le sable de Fontainebleau et une plaque métallique rugueuse réalisés à la boîte de cisaillement direct modifiée à contrainte normale imposée (Fig. 3) et des essais à rigidité normale imposée sur du sable siliceux réalisés par Fakharian et Evgin [62] (Fig. 4). Le calage a été effectué sur l'essai « SB1 » (sable de Fontainebleau, Fig. 3) et l'essai « Test 1 » (sable siliceux, Fig. 4).

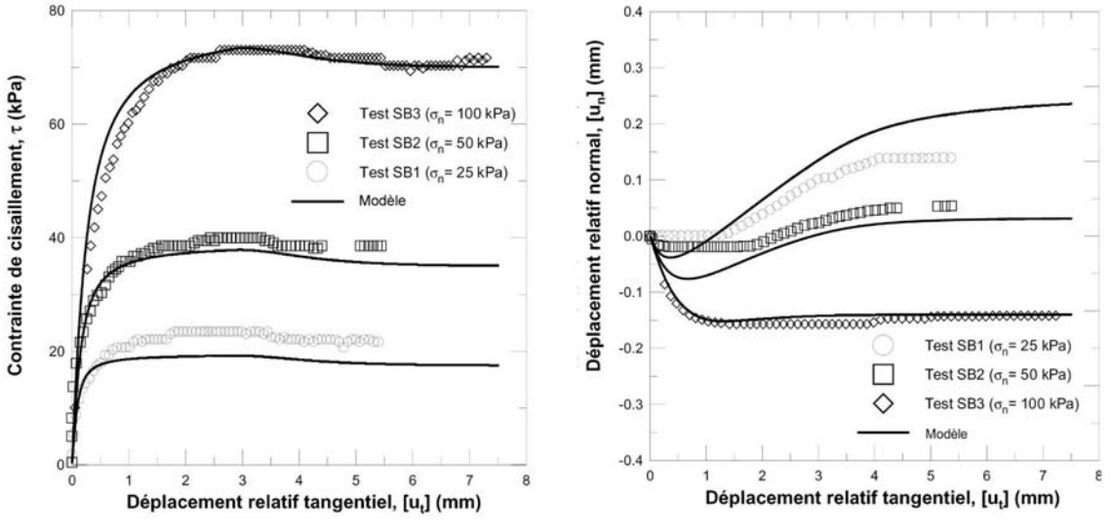


Figure 3

Comparaisons modèle MEPI – essais, cisaillement d'interface sable de Fontainebleau (lâche) – plaque métallique rugueuse, essais à contrainte normale constante [54].

Les paramètres utilisés pour les simulations sont présentés dans le tableau I. On peut constater un accord satisfaisant entre les résultats des simulations et les essais, notamment en ce qui concerne la possibilité qu'offre le modèle de reproduire les phénomènes de contractance et dilatance déjà mentionnés. On trouvera dans [53] et [54] davantage de détails sur la méthodologie de détermination des paramètres et leur influence sur la réponse du modèle.

TABLEAU I
Paramètres utilisés pour les simulations des essais d'interface

Sable	k_n (m^{-1})	k_t (m^{-1})	N	μ_o	μ_p	μ_r	μ_{co}	A	A_o	C_o	u^p_{tp} (mm)	t (mm)
Fontainebleau	$0{,}86.10^5$	$0{,}37.10^5$	0,55	0	0,78	0,7	0,67	0,00045	4	0,05	$1{,}4.10^{-3}$	2
Siliceux	6.10^6	1.10^6	0	0	0,81	0,6	0,49	0,00006	12	0,05	$4{,}3.10^{-4}$	6

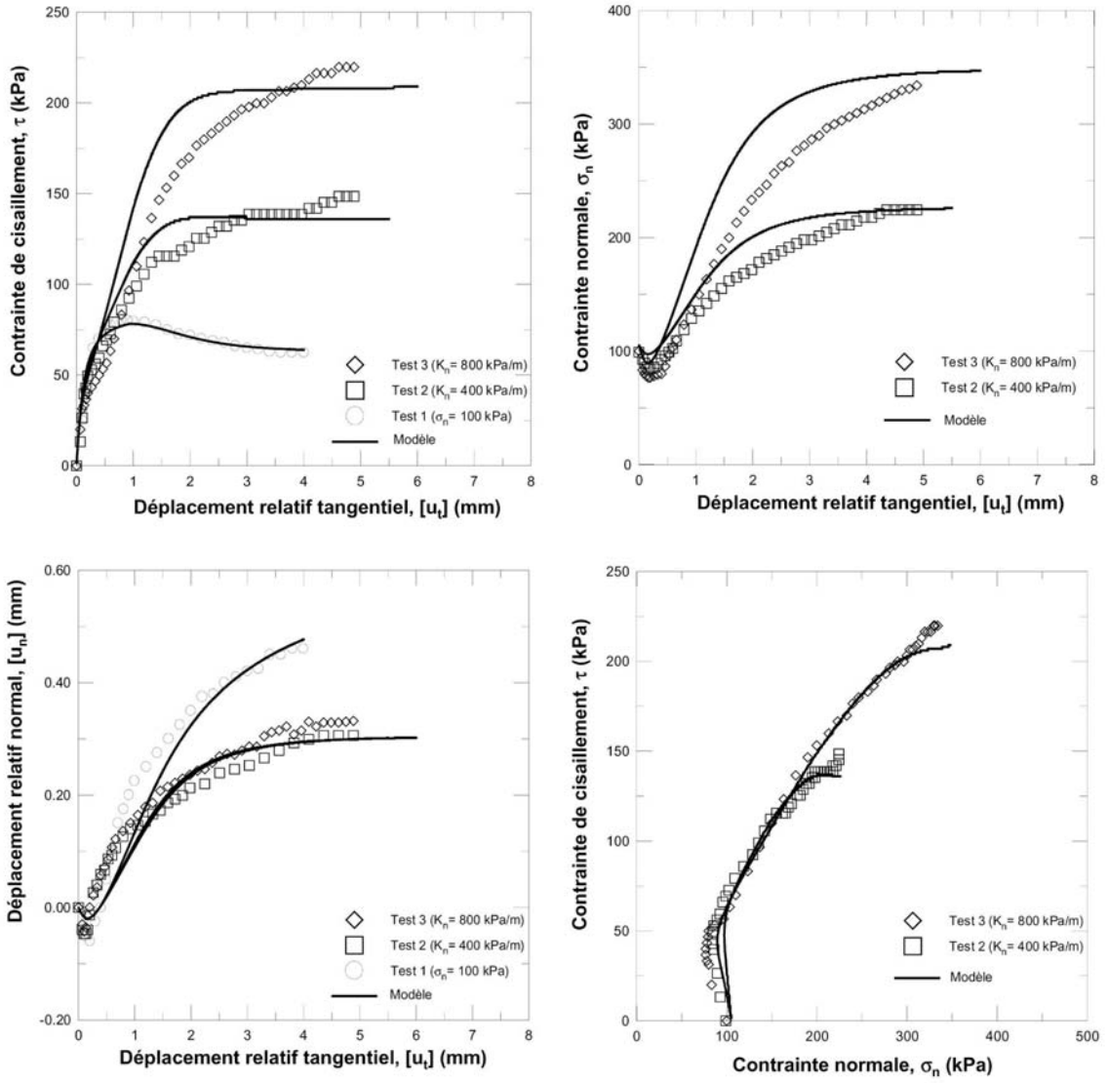


Figure 4
Comparaisons modèle MEPI – essais, cisaillement d'interface sable siliceux (dense) - plaque métallique rugueuse, essais à contrainte normale constante (Test 1) et à rigidité normale constante (Tests 2 et 3) ([54] ; données expérimentales de Fakharian et Evgin [62]).

Élément d'interface « couche mince » avec modèle MEPI

Comme indiqué ci-dessus, le choix d'un rapport de forme L/t suffisamment élevé pour l'élément d'interface est fondamental afin de reproduire correctement la cinématique de l'interface.

En élastoplasticité, les coefficients de la matrice $\mathbf{K}^L$ dans le système (5) sont dérivés d'une formulation adaptée à la description de l'interface, ainsi que de l'épaisseur t de l'élément. On a utilisé le modèle MEPI pour introduire le comportement élastoplastique de l'interface sol-structure.

Dans la phase élastique, l'identification de $\mathbf{K}^L$ dans le système (5) avec la matrice constitutive élastique (caractérisée par E et ν) permet de définir un module d'Young, E*, et un coefficient de Poisson, ν*, fictifs pour l'interface. Ces deux quantités dépendent de l'orientation de l'élément d'interface dans le repère global (angle α sur la figure 1). Dans le modèle MEPI, les deux rigidités K_n et K_t caractérisent le comportement mécanique de l'interface dans son domaine d'élasticité (éq. (6)) ; par conséquent, il est simple de vérifier que, dans le cas général ou pour un problème ayant une symétrie de révolution, un élément d'interface horizontal (α = 0) ou vertical (α = 90 degrés) est caractérisé par un module d'Young (E*) et un coefficient de Poisson (ν*) fictifs :

$$E^* = \frac{K_t(3K_n - 4K_t)t}{(K_n - K_t)} \tag{18}$$

$$\nu^* = \frac{(K_n - 2K_t)}{2(K_n - K_t)} \tag{19}$$

Pour la suite, la formulation simplifiée du modèle MEPI, introduite dans CESAR-LCPC, a été utilisée. Cette formulation simplifiée ne prend pas en compte le comportement radoucissant, décrit par l'équation (11). Cette version du modèle sans radoucissement comporte seulement neuf paramètres : k_n, k_t, N, μ_o, μ_p, μ_{co} , A, C_o et t.

L'influence du rapport de forme sur un élément d'interface pour le modèle MEPI simplifié est présentée sur la figure 5. Un test a été réalisé en condition de déformation plane, avec un élément horizontal isoparamétrique à huit nœuds, α = 0. On a considéré dans ce test $\mathbf{K}_n = 2\mathbf{K}_t$, $E^* = 2\mathbf{K}_n t$, $\nu^* = 0$ (*cf.* équations (18) et (19)). L'élément a une longueur L = 0,01 m et une épaisseur, t, comprise entre 0,01 m et 0,00001 m. Le rapport de forme (L/t) est compris entre 1 et 1 000. Les nœuds 1, 5 et 2 (*cf.* Fig. 1) appartenant à la base de l'élément d'interface sont fixés dans la direction horizontale et verticale. Les nœuds 4, 7 et 3 (*cf.* Fig. 1) ont été soumis au même déplacement horizontal positif, u_o,

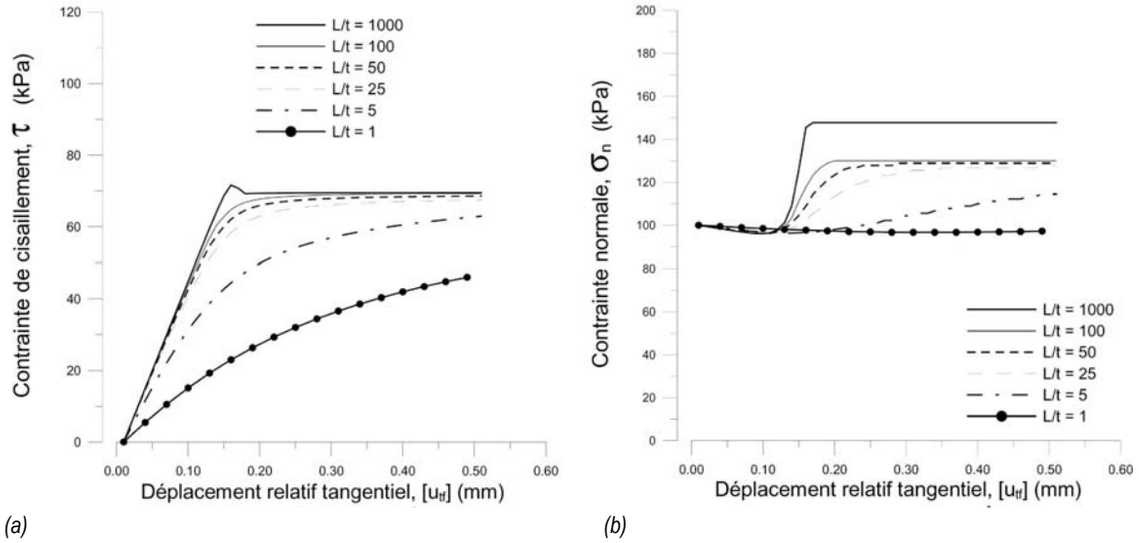


Figure 5

Élément d'interface de type « couche mince » : (a) courbes de cisaillement à contrainte normale constante ; (b) évolution de la contrainte normale au cours du cisaillement à volume constant et interface dilatante.

suivant la direction m ≡ x_1. L'élément est sollicité en cisaillement soit à contrainte normale constante, soit à déformation volumique nulle. Dans les calculs présentés, des conditions initiales isotropes ont été considérées, à savoir : $\sigma^0_{11} = \sigma^0_{22} = \sigma_n = 100$ kPa et $\tau^0_{12} = \tau = 0$. Les paramètres utilisés sont donnés dans le tableau II. Les valeurs $\mu_{co} = 0{,}40$ et $C_o = 19$ permettent d'étudier une phase contractante suivie d'une phase dilatante dans le cas de l'élément sollicité en déformation volumique nulle (σ_n décroît puis σ_n croît).

TABLEAU II
Paramètres utilisés pour les tests de l'élément d'interface

K_n (kPa m^{-1})(1)	K_t (kPa m^{-1})	E* (kPa)	ν*	μ_o	μ_p	μ_{co}	A	C_o	t (m)	σ_{ni} (kPa)
1.10^6	$0{,}5.10^6$	$2K_n t$	0	0	0,7	0,40	0,008	19	var.	100

Les courbes de cisaillement (u_t, τ) relatives aux nœuds 8 et 6 (*cf.* Fig. 1), obtenues pour les différentes valeurs du rapport de forme de l'élément sont présentées sur la figure 5a pour le test à contrainte normale constante. Le comportement de l'élément sous cisaillement est sensible à la valeur de l'épaisseur adoptée. Pour un rapport de forme faible, la courbe de mobilisation de la résistance au cisaillement n'atteint pas la condition ultime (dans ce cas : $\tau_p = \sigma_n \mu_p = 70$ kPa). Cependant, à partir d'une valeur du rapport de forme de l'ordre de 25, la valeur ultime de la résistance au cisaillement, τ_p, est toujours atteinte et l'effet de la réduction de l'épaisseur de l'élément sur la courbe de mobilisation de la contrainte de cisaillement est moins prononcé. Avec la réduction de l'épaisseur de l'élément, les calculs se sont déroulés sans rencontrer de problèmes numériques particuliers. On peut observer toutefois que, pour un rapport de forme très élevé (L/t = 1 000), la courbe de mobilisation de la contrainte de cisaillement présente une faible oscillation à la fin de la phase de mobilisation. Cela est dû probablement à des problèmes de nature numérique (blocage, « locking » en anglais) associés à l'intégration de la loi élastoplastique d'interface dans le cas d'un élément ayant un rapport de forme trop élevé, comme cela a été montré par Hohberg et Schweiger [35].

Afin de vérifier l'influence du rapport de forme de l'élément sur l'évolution de la contrainte normale σ_n au cours du cisaillement, une deuxième série de calculs a été effectuée en considérant un comportement dilatant de l'interface. Les résultats sont montrés sur la figure 5b. Le comportement typique de l'interface en termes d'évolution de la contrainte normale est bien reproduit par les éléments avec un rapport de forme compris entre 25 et 100. On note la présence d'une phase initiale contractante (réduction de σ_n) suivie par une phase dilatante (augmentation de σ_n) et une stabilisation de la contrainte normale aux grands déplacements relatifs (état ultime). L'influence du rapport de forme pour les valeurs L/t comprises entre 25 et 100 ne se manifeste pas sur la valeur de σ_n atteinte au palier, mais uniquement sur le taux de dilatance se développant avant la condition correspondant à l'état ultime. Pour un rapport de forme faible (L/t = 1 et 5) ou trop élevé (L/t = 1 000), l'élément ne traduit pas correctement le comportement dilatant de l'interface. On note, en particulier, que la valeur de σ_n atteinte au palier n'est pas la même. Des résultats analogues à ceux obtenus pour σ_n sont obtenus pour la contrainte de cisaillement τ. Sur la base des résultats de ces calculs, on peut conclure que des rapports de forme compris entre 25 et 100 sont adéquats pour une modélisation correcte du comportement d'interface.

Analyse du comportement mécanique d'un pieu en chambre d'étalonnage

Le dispositif d'essai en chambre d'étalonnage permet la reconstitution d'un massif de sol de forme cylindrique (diamètre 524 mm, hauteur 680 mm) [63-64]. Avec un sol granulaire (sable de Fontainebleau dans cette étude), la reconstitution du massif est effectuée à une densité donnée par pluviation. Dans le cas d'un pieu « moulé », le modèle est installé au préalable, avant la pluviation. Le massif est donc reconstitué autour du pieu [53]. Cela permet de s'affranchir des effets dus à l'installation (cet aspect est abordé dans [65]). La configuration de la chambre d'étalonnage avec le pieu installé, avant chargement, est montrée sur la figure 6. Grâce à un système permettant l'application simultanée et indépendante d'une pression verticale et horizontale aux frontières du massif, il est possible de recréer au sein du volume de sol des conditions de consolidation isotrope ou anisotrope.

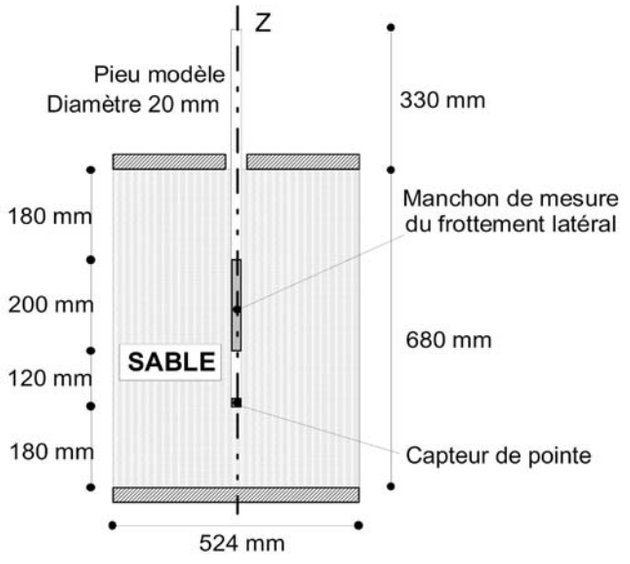


Figure 6
Configuration de la chambre d'étalonnage avec le pieu modèle installé avant l'essai de chargement.

Le pieu instrumenté a un diamètre B = 20 mm et une hauteur totale de 830 mm. Le dispositif permet de réaliser des mesures de charge totale en tête, ainsi que des mesures découplées de résistance en pointe et frottement latéral (Fig. 6). On a retenu les résultats de l'essai CE12a, réalisé sur un pieu « moulé » ayant un élancement B/D = 25 (D est la fiche du pieu). L'essai a été conduit pour un massif de sable de Fontainebleau moyennement lâche, avec un indice de densité $I_D \cong 0{,}46$ (e = 0,75) et consolidé de manière isotrope à un niveau de contrainte de 100 kPa ($\sigma_{vo} = \sigma_{ho} = 100$ kPa).

Modélisation du massif de sable, du pieu modèle et de l'interface sable-pieu

Deux types de modélisations ont été réalisés : en attribuant au sable un comportement élastique linéaire isotrope ou un comportement élastique parfaitement plastique (Mohr-Coulomb) avec élasticité linéaire isotrope. Les paramètres des modèles ont été déterminés à partir des résultats d'essais triaxiaux drainés [53]. On note que la dilatance fournie par ces essais est particulièrement élevée (Ψ = 12 degrés).

Le pieu modèle en acier est supposé élastique, linéaire et isotrope. Les valeurs des paramètres adoptées pour le sable et pour le pieu modèle sont regroupées dans le tableau III.

Pour la simulation de l'interface sol-pieu, trois modèles de contact ont été utilisés :

❶ des éléments de massif de type « couche mince » avec la version du modèle élastoplastique MEPI sans comportement radoucissant (module MCNL de CESAR-LCPC) ;
❷ des éléments d'interface sans épaisseur avec un critère de frottement de type Mohr-Coulomb, (module TCNL de CESAR-LCPC) ;
❸ des éléments de massif de type « couche mince » avec un critère de Mohr-Coulomb « orienté » dans la direction de l'interface (module MCNL de CESAR-LCPC).

Les valeurs des paramètres ont été déterminées en utilisant les essais d'interface réalisés sur le sable de Fontainebleau à la boîte de cisaillement direct modifiée à contrainte normale constante [53], la rugosité étant la même que la surface extérieure du pieu modèle (R_{max} = 0,2 mm et $R_n = R_{max}/D_{50} = 1$). Le tableau IV décrit les paramètres retenus pour les simulations. Les paramètres A et C_o ont été ajustés pour pallier des instabilités de nature numérique associées à l'intégration de la loi élastoplastique, et notamment au passage de l'intégration locale de la loi de comportement à la résolution globale du problème aux limites. Du point de vue pratique, pour ajuster A et C_o (tous les autres paramètres demeurant inchangés), on peut comparer la courbe de mobilisation du frottement à l'interface sol-pieu obtenue par le calcul aux éléments finis à la courbe expérimentale correspondante. Cela permet d'ajuster le paramètre A en comparant la pente initiale « pseudo-élastique » des deux courbes de mobilisation du frottement, et d'ajuster le paramètre C_o afin d'avoir, en fonction du caractère contractant ou dilatant de l'interface, le même palier pour le frottement d'interface aux grands déplacements relatifs tangentiels. Pour les modèles (1) et (3). Le décollement

TABLEAU III

Paramètres utilisés dans les calculs pour le sable de Fontainebleau et le pieu modèle

Pieu modèle : élasticité linéaire isotrope				
Module d'Young, E (MPa) = 210 000		Coefficient de Poisson, ν = 0,28		
Sable : modèle élastique linéaire isotrope				
Module d'Young, E (MPa) = 34		Coefficient de Poisson, ν = 0,3		
Sable : modèle de Mohr-Coulomb				
E (MPa)	ν	**c'**	ϕ' **(degré)**	Ψ **(degré)**
34	0,3	0	36,5	12

TABLEAU IV

Paramètres utilisés dans les calculs pour l'interface sol-pieu modèle

Interface : modèle proposé (1) - MEPI sans radoucissement									
k_n **(m^{-1})**	k_t **(m^{-1})**	**N**	μ_o	μ_p	μ_{co}	**A**	**Co**	**t (mm)**	σ_{ni} **(kPa)**
$0{,}86.10^5$	$0{,}37.10^5$	0,55	0,27	0,7	0,46	0,008	40	2	100
Interface : éléments sans épaisseur (2)									
E (MPa)	**c (kPa)**	δ_p **(degré)**	Ψ_{cc} **(degré)**	**Résistance à la traction, R_t (kPa)**					
34	0	35	0 ou 13,5	0					
Interface : critère orienté de Mohr-Coulomb (3)									
E (MPa)	ν	**c (kPa)**	δ_p **(degré)**	Ψ_c **(degré)**					
34	0,3	0	35	0 ou 13,5					

(éventuel) entre le pieu et le sable est pris en compte pendant le calcul lors de l'apparition de contraintes normales négatives (traction) à l'interface.

Avec le modèle (2), l'interface est simulée à l'aide d'éléments sans épaisseur à trois nœuds doubles et son comportement est reproduit grâce à une méthode de pénalisation en rigidité (module TCNL de CESAR-LCPC) et un critère de frottement de Mohr-Coulomb [5]. Les paramètres sont calculés à partir des paramètres définis pour le modèle (1). Pour le modèle (3), le comportement de l'interface est élastique parfaitement plastique (critère de Mohr-Coulomb).

Maillages d'éléments finis utilisés

La modélisation de l'essai de chargement a été réalisée en discrétisant le système chambre d'étalonnage-pieu à l'aide d'éléments finis isoparamétriques rectangulaires à huit nœuds. Compte tenu de la géométrie du dispositif (*cf.* Fig. 6), les maillages d'éléments finis ont été définis en considérant une coupe radiale de la chambre (configuration axisymétrique). Afin d'étudier l'influence du maillage et des conditions aux limites sur la qualité des résultats numériques, on a considéré trois maillages avec les conditions aux limites et les dimensions indiquées sur la figure 7. Les caractéristiques des maillages sont données dans le tableau V. Pour tous les maillages, les éléments à proximité de la surface latérale du pieu ont une épaisseur égale à 2 mm, fixée sur la base d'une estimation de l'épaisseur de l'interface égale à environ dix fois le diamètre moyen des grains du sable de Fontainebleau (D_{50} = 0,2 mm). Ces éléments ont été utilisés pour décrire le comportement de l'interface avec le modèle proposé et le critère orienté. Les simulations avec les éléments d'interface sans épaisseur ont été réalisées uniquement avec le maillage 1. Dans ce cas, le pieu et le sol ont été séparés par 10 éléments de contact (dans la direction verticale) à trois nœuds doubles. Dans le but de vérifier l'influence sur les calculs des conditions aux limites en termes de déplacements relatifs entre le massif de sable et les embases, les conditions de glissement parfait du sable sur les deux embases ou d'adhérence parfaite ont également été considérées par de Gennaro [53] (maillages 1 et 3, *cf.* Fig. 7).

TABLEAU V

Caractéristiques des maillages utilisés pour la simulation numérique des essais de chargement en chambre d'étalonnage

	Maillage 1	Maillage 1 (éléments sans épaisseur)	Maillage 2	Maillage 3
Nbre d'éléments de massif	190	190	120	130
Nbre d'éléments type couche mince	10	-	5	15
Nbre d'éléments sans épaisseur	-	12	-	-
Nbre d'éléments du pieu	20	20	10	20
Nbre d'éléments embase inférieure	10	10	10	10
Nbre de nœuds	621	654	405	644
Rapport de forme L/t à l'interface	25	-	50	25

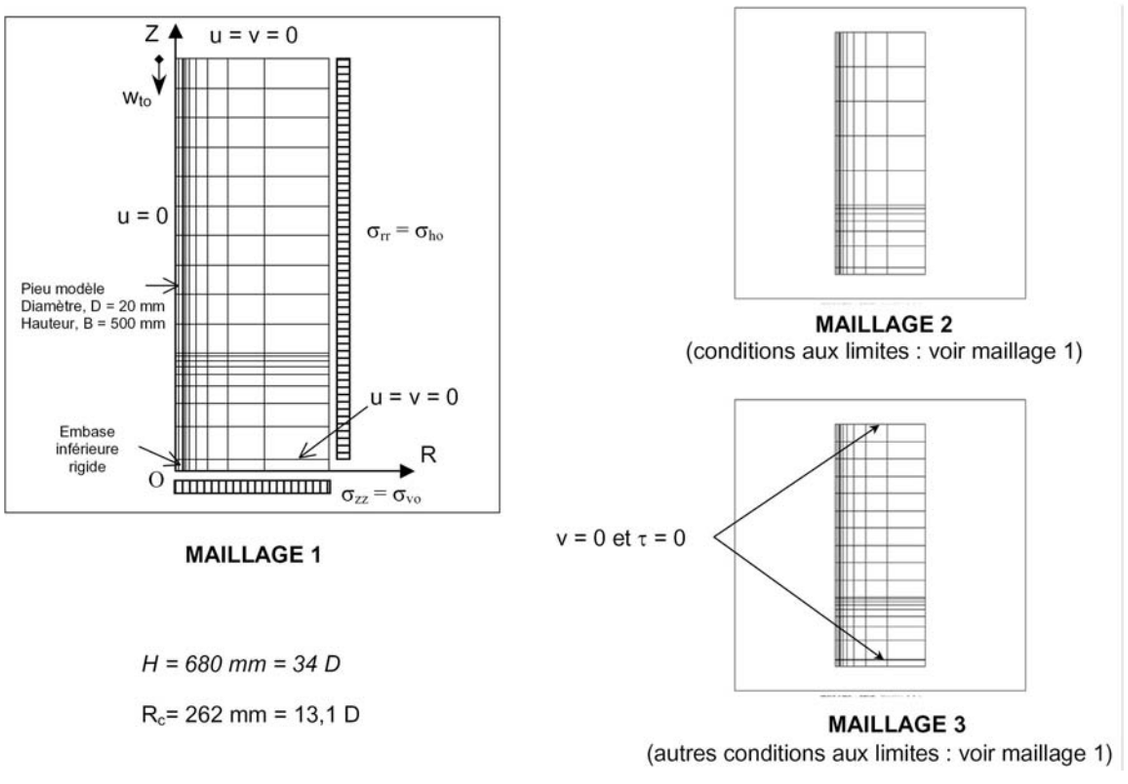


Figure 7

Maillages 1, 2 et 3 utilisés pour la simulation numérique des essais de chargement en chambre d'étalonnage.

Résultats de l'analyse aux éléments finis

L'ensemble des calculs a permis notamment d'étudier l'influence de :

- la loi de comportement du sable dans le massif et à l'interface ;
- la discrétisation (maillages 1 et 2) ;
- le rapport de forme L/t (maillages 1 et 2).

Les calculs ont été effectués en deux phases, chacune correspondant à une étape de la procédure expérimentale suivie pour réaliser l'essai de chargement du pieu.

On a donc modélisé :

- l'initialisation de l'état de contrainte et de déformation dans le massif et à l'interface, correspondant à l'application du confinement isotrope au massif ;
- le chargement axial en compression du pieu, par application d'un déplacement en tête (w_{to}) parallèle à la direction de l'axe Z.

L'initialisation de l'état de contrainte a été réalisée par application d'une contrainte verticale $\sigma_{zz} = \sigma_{vo}$ sur l'embase inférieure, et d'une contrainte horizontale $\sigma_{rr} = \sigma_{ho}$ sur la surface latérale du massif (*cf.* Fig. 7), en négligeant les effets dus à la gravité. La validité de cette hypothèse a été vérifiée [65]. Le chargement extérieur dans le cas de la simulation de la phase de mise sous confinement du massif, comme lors de l'expérimentation, a été réalisé avec la tête du pieu libre de se déplacer verticalement. Le chargement en compression du pieu a été simulé en imposant un déplacement en tête w_{to}. Cette phase du calcul a comporté cinquante incréments successifs, en appliquant à chaque incrément 2 % du déplacement vertical final w_{to}.

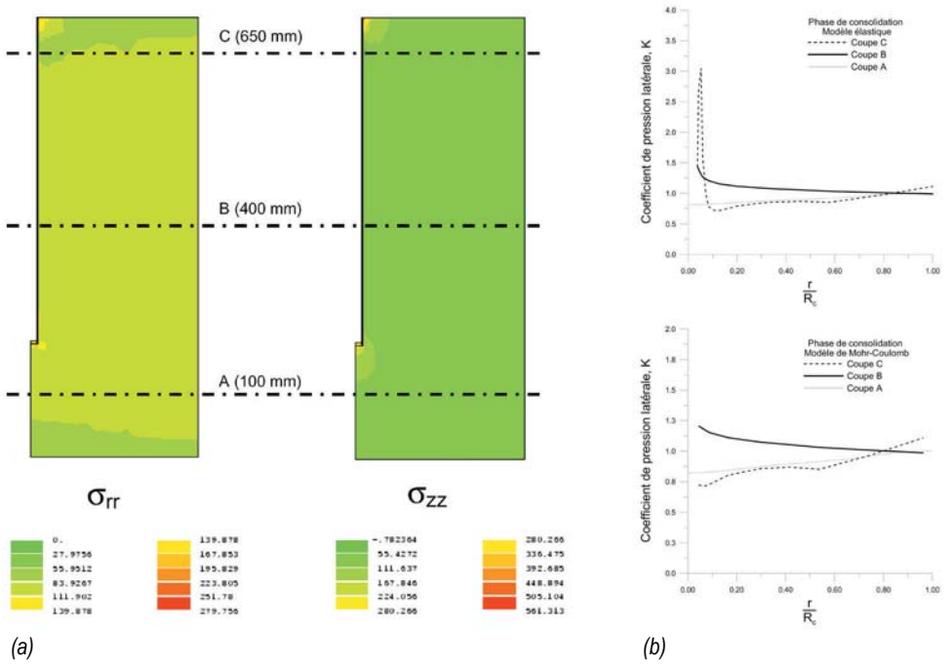
L'intégration numérique du problème mécanique en comportement non linéaire a utilisé la méthode des contraintes initiales [66]. L'algorithme de Newton-Raphson modifié a été employé pour la résolution du problème itératif, avec une tolérance sur les forces résiduelles et les déplacements égale à 0,1 % [67].

Initialisation de l'état de contrainte dans le massif de sol et à l'interface

Les résultats de la phase d'initialisation de l'état de contrainte sont présentés sur la figure 8. Les calculs ont été réalisés avec le maillage 1, en considérant pour le sable la loi de comportement élastique linéaire et le critère de Mohr-Coulomb. L'interface est simulée avec le modèle MEPI. L'analyse des résultats à la fin du chargement est effectuée en traçant :

- les zones d'isovaleurs des contraintes horizontales et verticales dans le massif de sable et à l'interface (Fig. 8a, où seul le cas d'un sol élastique est présenté) ;
- les courbes d'évolution du coefficient K_o suivant trois coupes radiales à différentes hauteurs du massif (A, B et C, Fig. 8b).

À l'issue de la phase de confinement du massif, le champ de contrainte dans la chambre d'étalonnage est assez homogène. Les contraintes radiales diminuent en s'approchant des embases. Quelques perturbations sont observées à proximité de la pointe et de la tête du pieu. La distribution des zones



(a) (b)

Figure 8

Phase de confinement (maillage 1) : (a) contraintes horizontales et verticales (sol élastique) ; (b) évolution du coefficient K_o.

d'isovaleurs présente une symétrie par rapport au plan moyen horizontal du massif de sable reconstitué. Les valeurs des contraintes verticales, uniformes dans l'ensemble du massif, se modifient uniquement sous la pointe et à proximité de la tête du pieu, lieux de concentration des contraintes.

L'évolution du coefficient K_o témoigne de la non-uniformité du champ de contrainte dans la chambre d'étalonnage, les calculs aux éléments finis fournissant des valeurs de K_o différentes de 1 au sein du massif. Notamment, sur la surface latérale du pieu (coupe B), la valeur du coefficient $K_o = K_{lo}$ est égale à environ 1,4 dans le cas d'un sol élastique linéaire, et égale à 1,25 en considérant pour le sable un comportement élastique linéaire isotrope avec critère de Mohr-Coulomb. Les conditions aux limites sur les embases (glissement ou adhérence) ne semblent pas modifier de manière significative le champ de contrainte dans le massif lors de la simulation du confinement, notamment en ce qui concerne la distribution radiale de la contrainte σ_{rr} suivant la coupe radiale A à mi-hauteur du massif (*cf.* Fig. 8a).

Analyse du comportement mécanique du pieu modèle en phase de chargement

Le chargement est simulé par un déplacement imposé en tête du pieu. On présente ici les résultats des simulations réalisées en considérant le comportement du massif de sol élastique linéaire, avec ou sans critère de Mohr-Coulomb en plasticité non associée. Pour le sol élastique, la seule non-linéarité du problème est donc concentrée à l'interface, son comportement étant décrit avec le modèle MEPI.

Les résultats de la simulation de l'essai de chargement sont présentés sur les figures 9 et 10. Les mesures de frottement latéral moyen qui se mobilise sur le manchon de mesure positionné sur le pieu

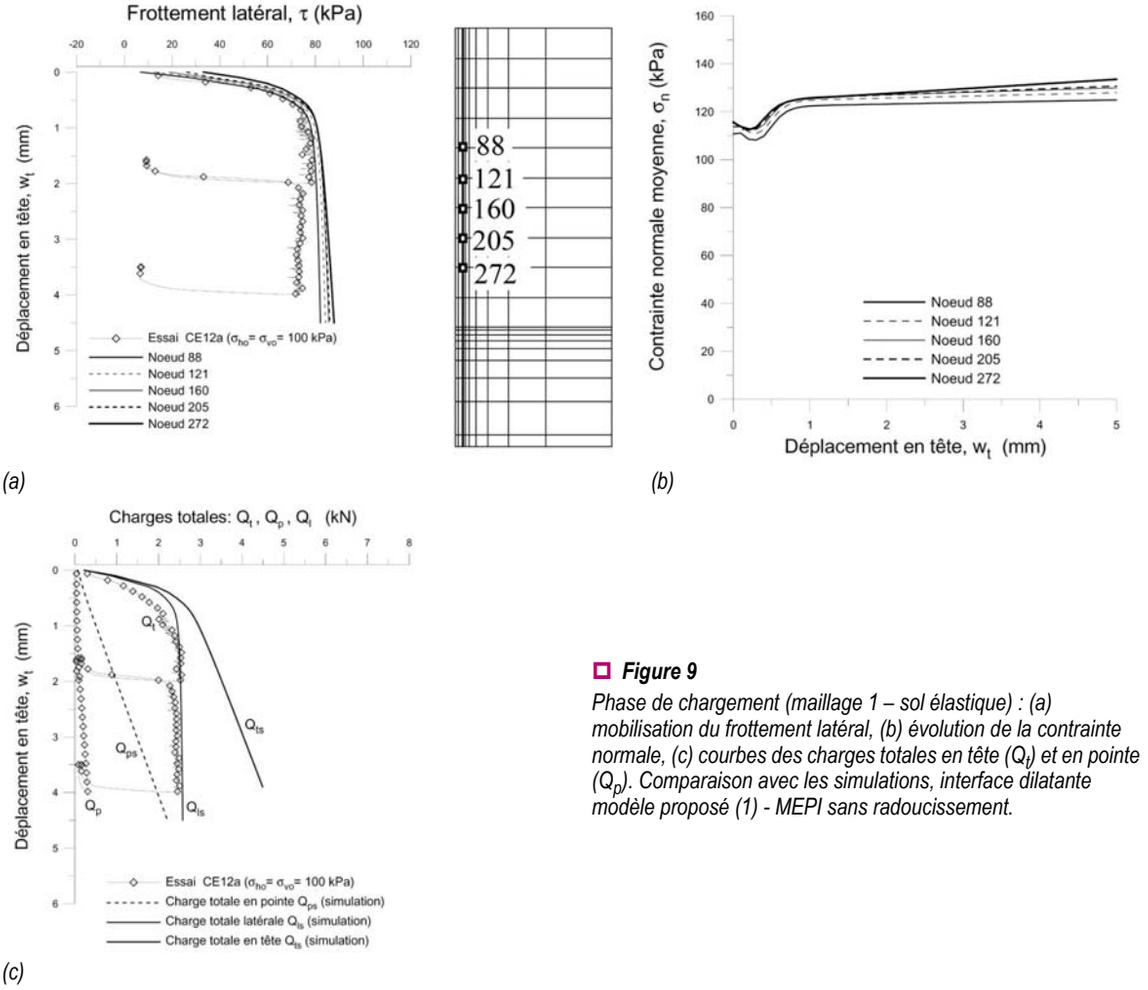


Figure 9

Phase de chargement (maillage 1 – sol élastique) : (a) mobilisation du frottement latéral, (b) évolution de la contrainte normale, (c) courbes des charges totales en tête (Q_t) et en pointe (Q_p). Comparaison avec les simulations, interface dilatante modèle proposé (1) - MEPI sans radoucissement.

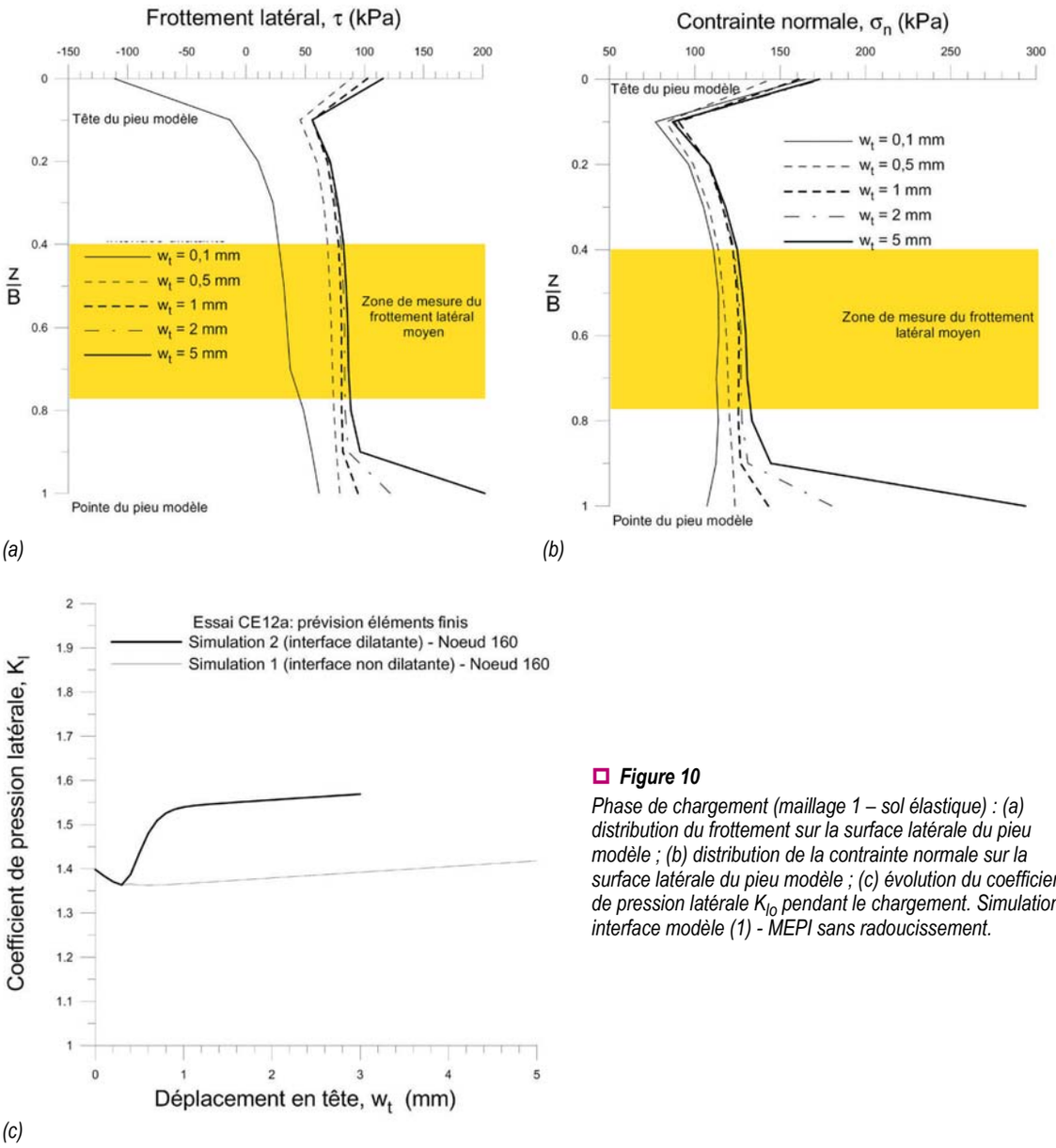


Figure 10

Phase de chargement (maillage 1 – sol élastique) : (a) distribution du frottement sur la surface latérale du pieu modèle ; (b) distribution de la contrainte normale sur la surface latérale du pieu modèle ; (c) évolution du coefficient de pression latérale K_{lo} pendant le chargement. Simulations interface modèle (1) - MEPI sans radoucissement.

sont comparées avec les résultats des simulations (*cf*. Fig. 6). Pour ce faire, l'évolution du frottement mobilisé (contrainte de cisaillement τ) en fonction du déplacement en tête du pieu (w_t) est tracée pour les nœuds positionnés à la mi-épaisseur de la couche d'interface. Les courbes de mobilisation du frottement (Fig. 9a) et l'évolution de la contrainte σ_{rr} normale à l'interface fournies par le calcul aux éléments finis (Fig. 9b) sont en bon accord avec les résultats expérimentaux. Cela a été obtenu en admettant une légère dilatance à l'interface (paramètre $C_o = 40$), bien que l'état de densité du massif ($I_D \cong 0{,}46$) et les essais d'interface (*cf*. Fig. 3) suggèrent un comportement plutôt contractant. L'effet d'une dilatance à l'interface, « empêchée » par la rigidité normale imposée par le massif de sable, produit une augmentation de la contrainte normale à l'interface (environ 15 kPa, *cf*. Fig. 9b) et, par conséquent, de la contrainte de cisaillement maximale. Le modèle reproduit bien les traits essentiels du comportement d'interface, notamment une phase dilatante succédant à une phase contractante et, enfin, la stabilisation de la contrainte normale (stabilisation de la dilatance) aux grands déplacements relatifs tangentiels de l'interface. Cette dilatance plus élevée par rapport aux résultats des essais d'interface compense différents effets difficilement quantifiables (on peut penser à l'effet de taille ou au niveau de confinement, par exemple).

La comparaison avec les valeurs expérimentales de charge totale en tête (Q_t) et en pointe (Q_p) est présentée sur la figure 9c. Bien que le problème du poinçonnement du pieu sous la pointe nécessite

une formulation en grandes déformations, le résultat de la simulation en termes de charge totale en pointe (Q_{ps}) montre un accord qualitatif avec l'allure de la courbe expérimentale (Q_p). Cependant, l'écart entre les valeurs mesurées et calculées est assez important. On rappelle que le mode de mise en place du pieu fournit probablement une sous-estimation des valeurs de résistance en pointe Q_p. Cela est dû vraisemblablement à l'effet d'écran du pieu pendant la pluviation du sable, se traduisant par une réduction de la densité dans la zone au-dessous de la pointe. La courbe de mobilisation de la charge totale latérale (Q_{ls}), obtenue par intégration de la distribution de la contrainte τ le long de la surface latérale du modèle, est proche de la courbe de charge totale en tête (Q_t) obtenue expérimentalement (*cf.* Fig. 9a). Par conséquent, la prévision du calcul par éléments finis de la charge totale de frottement latéral (Q_{ls}) est en bon accord avec les mesures ; la charge en pointe (Q_{ps}) est en revanche surévaluée. Les résultats du calcul indiquent une bonne uniformité de distribution des contraintes τ et σ_n le long du manchon de mesure du frottement (Fig. 10a et b). On note également des contraintes normales et de cisaillement très élevées près de la pointe. Ce phénomène est lié à la forte concentration de contrainte au coin de la base du pieu, le dernier élément d'interface étant en contact avec un élément du sol. Des études récentes ont montré que ce problème peut être résolu en utilisant un élément souple entre l'élément d'interface et l'élément de sol, qui est capable d'amortir et estomper les fortes distorsions et les concentrations des contraintes typiques de ce point singulier. Il est intéressant de remarquer que, suite à la variation de la contrainte σ_n normale à l'interface, la valeur du coefficient de pression latérale K_l sur la surface latérale du modèle évolue pendant le chargement (Fig. 10c). Dans le cas d'une dilatance à l'interface, avec un massif supposé élastique linéaire, la valeur de K_l passe de la valeur initiale $K_{lo} = 1{,}4$ à une valeur finale $K_l = 1{,}55$. Sur la même figure, est montrée l'évolution du coefficient K_l dans le cas d'une interface non dilatante. Dans les deux cas, on peut noter une légère diminution initiale de K_l en accord avec le caractère initialement contractant de l'interface.

Champ de déplacement autour du pieu modèle pendant le chargement

À partir des résultats de la simulation de l'essai de chargement en compression du pieu (interface dilatante et sol élastique linéaire), on peut analyser l'évolution du champ de déplacement calculé autour du pieu pour le modèle (1), pendant la phase de chargement (Fig. 11). Les zones d'isovaleurs des déplacements sont relatives à quatre différentes étapes du chargement, identifiées par les valeurs du déplacement en tête w_{to} imposé au pieu. L'analyse de ces résultats fournit des renseignements intéressants concernant le processus de déformation du sol autour du pieu. Le champ de déplacement se concentre progressivement autour du pieu au cours du chargement : à partir d'une distribution des zones d'isovaleurs des déplacements horizontaux similaire à celle obtenue dans la phase de confinement, on peut constater une extension progressive de la zone de compression (déplacements horizontaux négatifs) vers la surface du pieu. Les points d'inversion des déplacements horizontaux définissent une région d'expansion (déplacements horizontaux positifs) au dessous de la pointe et à proximité de la surface latérale du pieu (peu visible à l'échelle de la figure). Parallèlement, il se forme un « bulbe » autour du pieu, caractérisé par des déplacements verticaux dirigés vers le bas. Ce bulbe de déplacements verticaux se ferme progressivement autour de l'inclusion au cours de l'enfoncement ; à la fin de la phase de chargement, il est presque complètement localisé à l'interface et au dessous de la pointe. Il est intéressant de signaler que les résultats de la simulation indiquent l'absence d'une propagation dans la masse (vers la frontière de la chambre) des déplacements induits par l'enfoncement du modèle, en accord avec le caractère très localisé de la déformation générée par l'interaction entre le pieu et le sol.

Influence de la loi de comportement considérée pour le massif de sable sur les résultats de la phase de chargement

L'influence sur les résultats des calculs du modèle de comportement choisi pour décrire le comportement du massif de sable a été étudiée en considérant un comportement élastique linéaire isotrope avec ou sans critère de Mohr-Coulomb en plasticité non associée. Le comportement de l'interface (dilatante) est décrit avec le modèle MEPI. La comparaison entre les résultats des calculs (pour le nœud 160, à mi-hauteur de la chambre et à 150 mm de la pointe du pieu ; *cf.* Fig. 9) et les mesures réalisées au cours de l'essai est présentée sur la figure 12.

L'allure du frottement à l'interface, au niveau du manchon de mesure du frottement latéral, est encore en bon accord avec les mesures expérimentales. L'analyse des résultats suggère l'existence

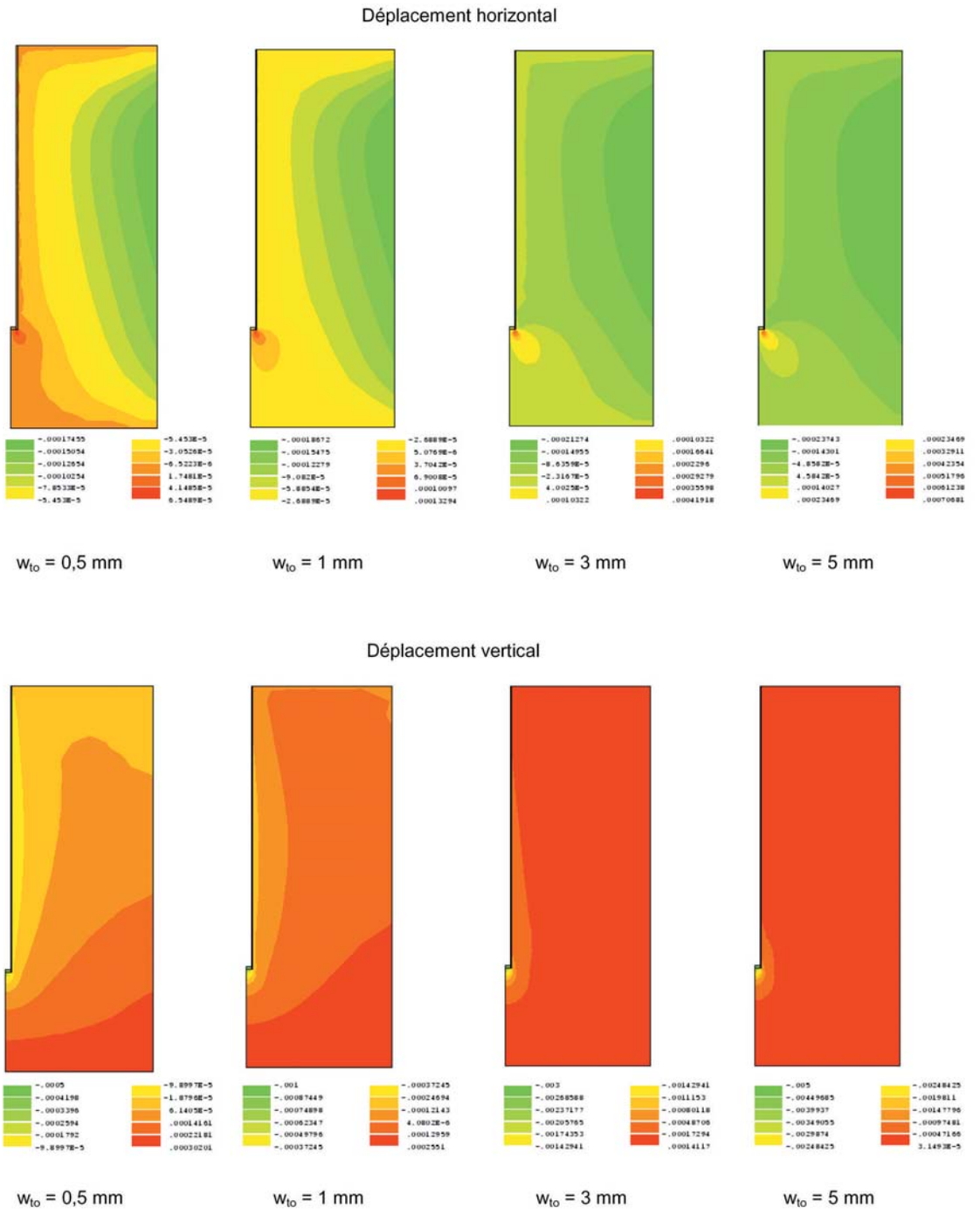
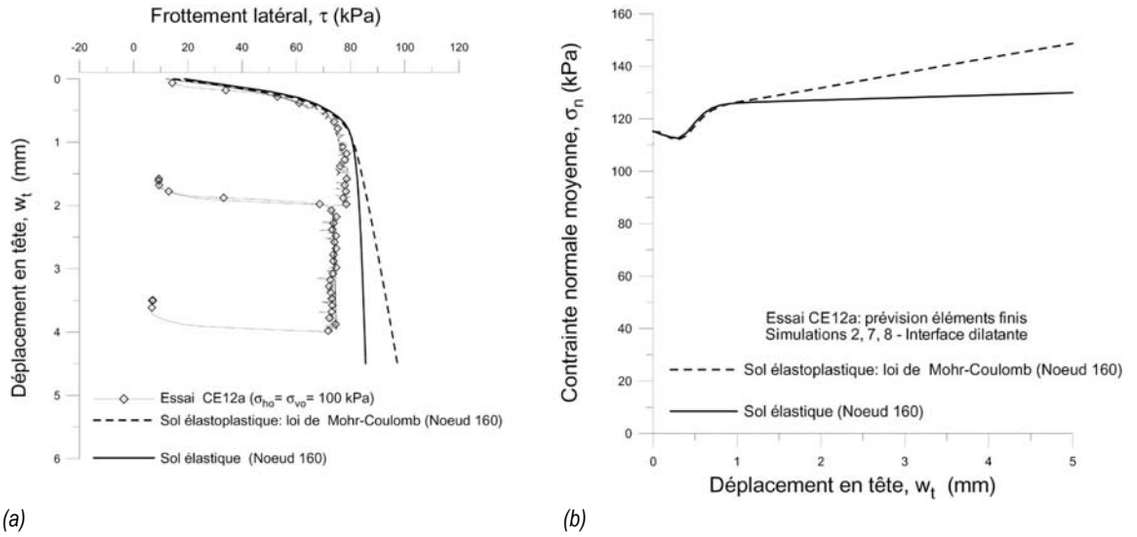


Figure 11

Phase de chargement (maillage 1 – sol élastique) : évolution des déplacements autour du pieu modèle. Simulations interface dilatante modèle proposé (1) – MEPI sans radoucissement.

d'un couplage entre la dilatance de l'interface et la dilatance du massif. En effet, on peut constater l'absence d'une stabilisation complète des valeurs de σ_n dans la simulation réalisée en considérant le comportement du sable décrit par la loi de Mohr-Coulomb non associée (Ψ = 12 degrés, tableau III). Une explication possible de ce phénomène peut être donnée si l'on considère que le sol entourant la couche d'interface est, lui aussi, soumis à une sollicitation de cisaillement. Ainsi, à cause de son caractère fortement dilatant, le sable impose à la couche d'interface une rigidité normale croissante par rapport au cas d'un massif ayant un comportement purement élastique. L'augmentation progressive de la rigidité normale autour du pieu, en accord avec le comportement prévu par la loi



(a) *(b)*

Figure 12

Phase de chargement (maillage 1) – influence de la loi de comportement du sol : (a) sur la mobilisation du frottement latéral ; (b) sur la mobilisation de la contrainte normale sur la surface latérale du pieu modèle. Comparaison avec les simulations, interface modèle proposé (1) – MEPI sans radoucissement.

de Mohr-Coulomb dans le massif, est à l'origine de l'augmentation de la contrainte radiale à l'interface. Cette augmentation de la rigidité annule partiellement l'effet de stabilisation de σ_n à la rupture prévu par le modèle MEPI et provoque une augmentation du frottement latéral.

Influence du modèle d'interface considéré au contact sol - pieu

La réponse du modèle d'interface MEPI a été comparée à celle des deux autres modèles d'interface disponibles dans le code CESAR-LCPC (éléments sans épaisseur et contact de type « critère orienté »). Les résultats des simulations sont présentés sur la figure 13 qui donne les courbes de mobilisation du frottement à l'interface et les courbes d'évolution de la contrainte σ_n normale à l'interface. Les calculs ont été réalisés d'abord avec un comportement non dilatant de l'interface (Fig. 13a et b), et ont été répétés ensuite en introduisant une dilatance à l'interface pour les trois modèles (Fig. 13c et d). Le sable a été supposé élastique linéaire ; ainsi, la seule non-linéarité du problème est associée au comportement de l'interface. On note que les paramètres « plastiques » (c', δ_c et Ψ_c) utilisés pour simuler le comportement de l'interface (*cf.* tableau IV) sont les mêmes (ou équivalents) pour les trois modèles utilisés (critère de Mohr-Coulomb). En revanche, les paramètres « élastiques » du modèle MEPI ont été dérivés des relations (15) et (16), afin d'adapter la réponse du modèle au rapport de forme élevé de l'élément « couche mince » (L/t = 25, *cf.* tableau V).

Sur la base de ces résultats, on constate que les simulations réalisées avec une interface non dilatante fournissent, avec les trois modèles de contact, une estimation assez satisfaisante du frottement ultime sur la surface latérale du pieu (*cf.* Fig. 13a). Comme il a déjà été remarqué, le frottement ultime prévu par le modèle proposé est légèrement sous-estimé à cause du comportement faiblement contractant à l'interface. Les courbes de mobilisation (w_t, τ) obtenues avec les éléments sans épaisseur (pour le nœud 455, à mi-hauteur de la chambre et à 145 mm de la pointe du pieu) et le critère orienté (nœud 160, comme pour MEPI), traduisent un comportement de l'interface plus rigide (raideur initiale des courbes plus importante). Les allures de ces courbes sont typiques d'un comportement de l'interface de type élastique-parfaitement plastique. En ce qui concerne le modèle proposé, on peut souligner une description plus satisfaisante de la phase d'écrouissage. Les évolutions de la contrainte normale à l'interface sont compatibles avec la condition d'un comportement d'interface non dilatant (*cf.* Fig. 13b), à l'exception du calcul réalisé avec le critère orienté. Dans ce dernier cas, le rapport de forme élevé de l'élément, sans adaptation des paramètres élastiques (15) et (16), est probablement à l'origine de l'augmentation progressive de la contrainte normale à l'interface.

La prise en compte d'une dilatance se traduit en général par une augmentation du frottement latéral sur le pieu (*cf.* Fig. 13c). Cette augmentation est liée à l'augmentation de la contrainte normale à

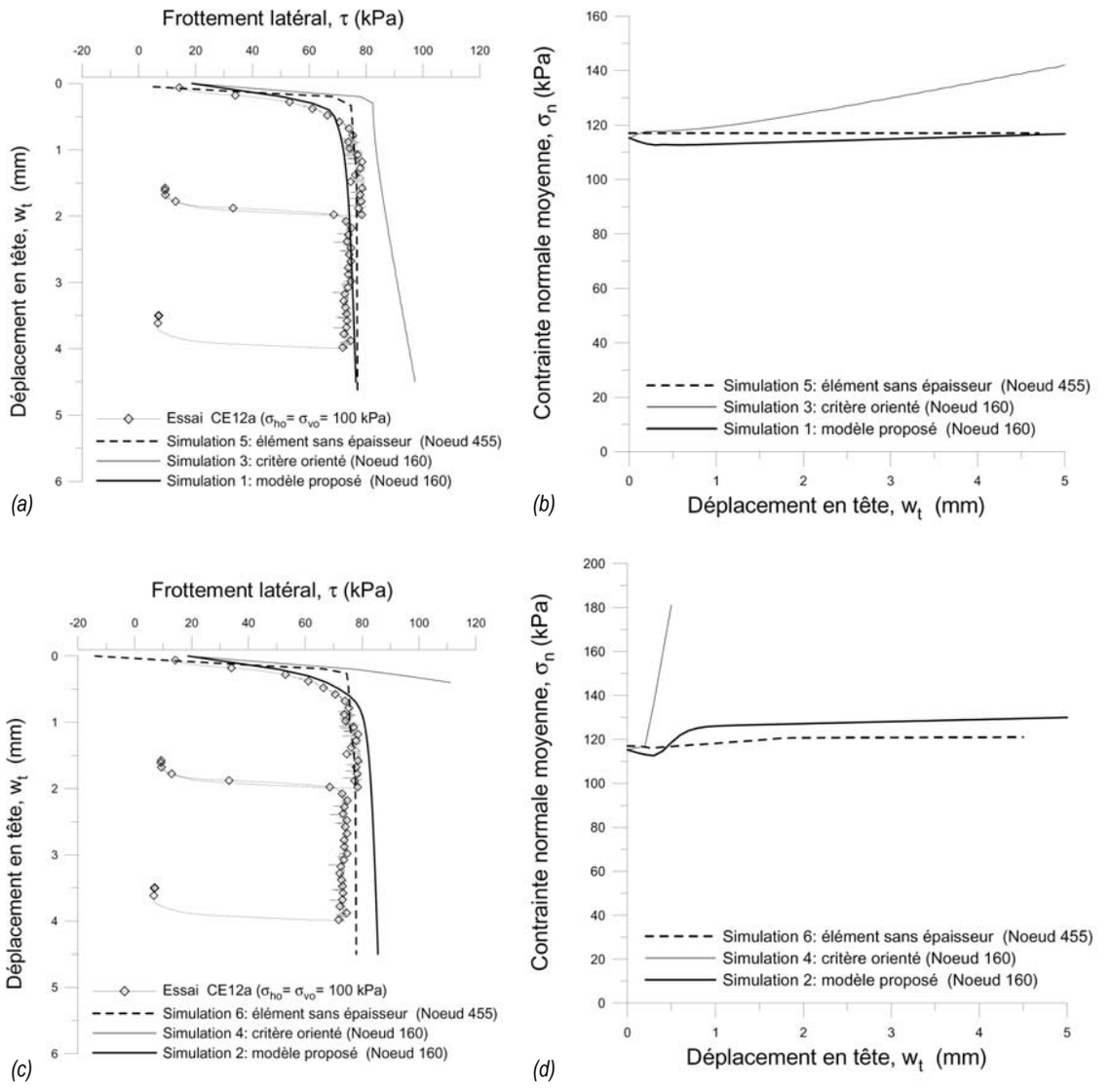


Figure 13

Phase de chargement (sol élastique) : influence du modèle de contact sur la mobilisation du frottement latéral et de la contrainte normale. Cas (a) et (b) : interface non dilatante ; cas (c) et (d) : interface dilatante.

l'interface (*cf.* Fig. 13d) ; elle est faible en utilisant les éléments sans épaisseur et très importante dans le cas du critère orienté. La nécessité d'introduire dans le modèle MEPI un mécanisme d'annulation de la dilatance à l'interface à l'état ultime apparaît très clairement à l'analyse de ces résultats. Si l'interface est modélisée en utilisant un critère de rupture de Mohr-Coulomb non associé orienté, la dilatance excessive à l'interface produit des valeurs trop élevées de la contrainte normale, conduisant à une surestimation du frottement sur la surface latérale du pieu.

Signalons, enfin, que l'influence des conditions aux limites adoptées sur les embases (glissement ou adhérence) s'est avérée négligeable sur la réponse du pieu au cours de la phase de chargement.

Influence du maillage

L'effet de la discrétisation utilisée dans le modèle d'éléments finis a été quantifié en comparant les résultats de la simulation réalisée avec le maillage 1 aux résultats de la simulation avec le maillage 2 (*cf.* Fig. 7 et tableau V). Dans les deux simulations, le sable est supposé élastique linéaire et l'interface est simulée avec le modèle MEPI (interface dilatante). La mobilisation du frottement latéral à l'interface, à mi-hauteur du manchon de mesure du frottement latéral (Fig. 14a) et l'évolution de la

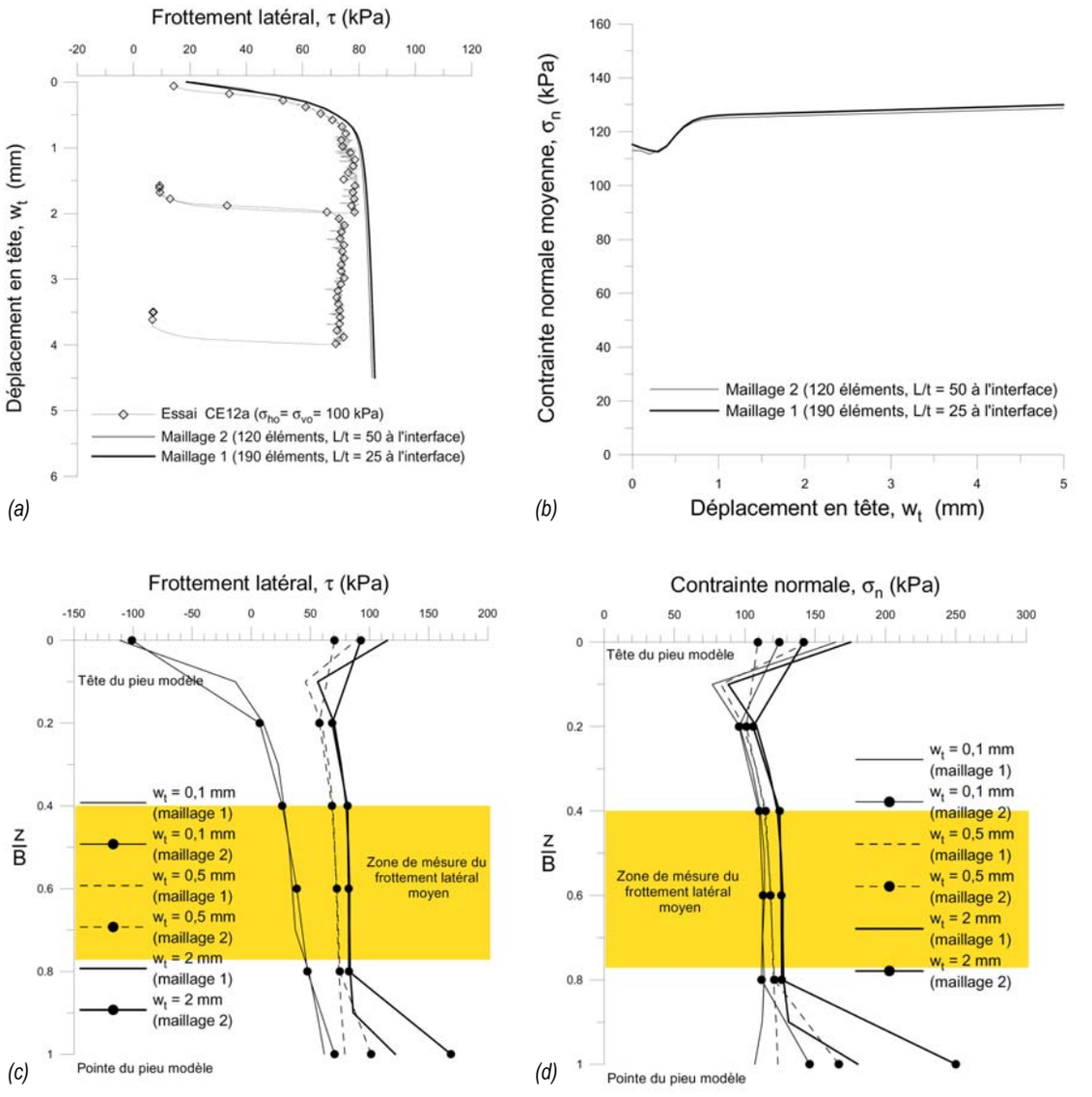


Figure 14

Phase de chargement (maillages 1 et 2 - sol élastique), influence du maillage et du rapport de forme des éléments de contact : (a) mobilisation du frottement latéral, (b) mobilisation de la contrainte normale sur la surface latérale du pieu, (c) distribution du frottement sur la surface latérale du pieu, (d) distribution de la contrainte normale sur la surface latérale du pieu. Comparaison avec les simulations, interface dilatante modèle proposé (1) – MEPI sans radoucissement.

contrainte normale à l'interface (Fig. 14b) montrent une très faible influence des maillages utilisés sur les résultats du calcul. L'effet du maillage est négligeable aussi sur les distributions avec la profondeur du frottement latéral t et de la contrainte normale σ_n (Fig. 14c et d), bien qu'une certaine divergence apparaisse logiquement à proximité des points de singularité situés en tête et en pointe du pieu.

Il est intéressant de souligner qu'en passant du maillage 1 au maillage 2, le rapport de forme des éléments d'interface de type « couche mince » passe d'une valeur L/t = 25 à une valeur L/t = 50. Ainsi, les résultats de ces calculs permettent de vérifier une relative indépendance des simulations vis-à-vis du rapport de forme des éléments utilisés pour décrire le comportement de l'interface. Cet accroissement du rapport de forme L/t est obtenu par augmentation de la longueur L de l'élément, en gardant constante son épaisseur (t = 2 mm). La comparaison qualitative avec les résultats de l'étude paramétrique montrée sur la figure 5 indique que c'est essentiellement l'épaisseur de l'élément qui a une influence sur les résultats numériques.

CONCLUSIONS

Un modèle de comportement élastoplastique d'interface (modèle MEPI) a été présenté. Il permet de décrire l'interaction sol granulaire-structure avec prise en compte de l'état caractéristique, de la dilatance et de l'état ultime. La validation du modèle a été effectuée sur les résultats expérimentaux relatifs à un certain nombre d'essais d'interface disponibles. Le modèle fournit des prévisions satisfaisantes du comportement de l'interface sous divers chemins de chargement. L'introduction d'une formulation simplifiée de MEPI (sans radoucissement) dans le code CESAR-LCPC a permis de simuler les essais de chargement axial du pieu en chambre d'étalonnage. Les comparaisons entre les résultats expérimentaux et les simulations numériques, réalisées par la méthode des éléments finis, ont mis en évidence une réponse satisfaisante du modèle d'interface pour cet essai.

La détermination des paramètres des lois de comportement utilisées pour les simulations par éléments finis a été effectuée à partir des données expérimentales facilement disponibles. Ces données sont relatives à des essais de laboratoire « élémentaires » : l'essai à la boîte de cisaillement direct modifiée (interface) et l'essai triaxial (sable de Fontainebleau). Les résultats obtenus en suivant cette méthodologie montrent que, pour le problème aux limites analysé, l'essai sur chemin triaxial drainé pour le sable et le cisaillement d'interface à contrainte normale constante fournissent des renseignements suffisants en termes de données géotechniques. Cependant, un certain degré d'incertitude est toujours associé au passage de l'intégration locale des lois de comportement à la résolution globale du problème aux limites. Cet aspect a pu être vérifié au cours des calculs, notamment en ce qui concerne la quantification de la dilatance à l'interface (influence du paramètre C_o, par exemple).

Cette étude a été consacrée à l'analyse d'un essai de chargement d'un pieu modèle en chambre d'étalonnage, dans un massif de sol constitué autour de lui par pluviation. Cette configuration a permis de s'affranchir partiellement du problème de la définition des effets dus à la mise en place par forage, battage, fonçage, etc. La modélisation numérique de la mise en place des pieux est un vaste domaine ; les avancées actuelles n'ont pas apporté de réponses exhaustives et méritent encore d'être développées.

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier les évaluateurs de cet article pour leur relecture attentive et leur contribution à l'amélioration du manuscrit initial.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] BOULON M., FORAY P., Physical and numerical simulation of lateral shaft friction along offshore piles in sand, *3rd Int. Conf. on Num. Meth. in Offshore Piling*, Nantes, 21-22 mai **1986,** pp. 127-146.

[2] LEHANE B.M., JARDINE R.J., BOND A.J., FRANK R., Mechanisms of shaft friction in sand from instrumented pile tests, *Journal of Geotechnical Engineering*, **119 (1), 1993,** pp. 19-35.

[3] JARDINE R.J., CHOW F., *New design methods for offshore piles*, MTD publication 96/103., Marine Technology Directorate, **1996.**

[4] FRANK R., MESTAT Ph., Aspects expérimentaux et numériques du frottement latéral des pieux. *Mec. Ind*., **1, 2000,** pp. 651-666.

[5] RANDOLPH M.F., Science and empiricism in pile foundation design, *Géotechnique*, **53 (10), 2003,** pp. 847-875.

[6] HUMBERT P., CESAR-LCPC, un code général de calcul par éléments finis, *Bulletin de liaision des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **160,** février-mars **1989,** pp. 112-116.

[7] BOWLES J.E., *Foundations – Analysis and design*, McGraw-Hill eds., Milan, **1991.**

[8] FRANK R., *Calcul des fondations superficielles et profondes*, Techniques de l'Ingénieur et Presses de l'ENPC, Paris, **1999.**

[9] DESAI C.S., Numerical design-analysis for piles in sands, *J. Geotech. Eng. Div*., ASCE, 100 (GT6), **1974,** pp. 613-635.

[10] FRANK R., *Étude théorique du comportement des pieux sous charge verticale. Introduction de la dilatance*, Thèse de doctorat Université Pierre et Marie Curie (Paris VI), Paris, France, **1974.**

[11] RANDOLPH M.F., WROTH P., Analysis of deformation of vertically loaded piles, *J. Geotech. Eng. Div.*, **104,** GT12, **1978,** pp. 1465-1488.

[12] FRANK R., TADJBAKHSH S., Finite element study of pile axial behaviour in elasto-plastic dilating media, *3th Int. Conf. on Num. Meth. in Offshore Piling*, IFP-LCPC, Nantes 21-22 mai **1986,** pp. 201-217.

[13] MAQTADIR A., DESAI C.S., Three-dimensional analysis of a pile-group foundation, *Int. J. Numer. Anal. Methods in Geomech.*, **10, 1986,** pp. 41-58.

[14] VAN LANGEN H., VERMEER P.A., Interface elements for singular plasticity points, *Int. J. Numer. Anal. Methods in Geomech.*, **15, 1991,** pp. 301-315.

[15] LEONG E.C., RANDOLPH M.F., Finite element modelling of rock-socketed piles, *Int. J. Numer. Anal. Methods in Geomech.*, **18, 1994,** pp. 25-47.

[16] MABSOUT M.E., REESE L.C., TASSOULAS, J.L., Study of pile driving by finite-element method, *J. of Geotech. Engineering*, **121 (7), 1995,** pp. 535-543.

[17] WAKAI A., GOSE S., UGAI K., 3-D elasto-plastic finite element analyses of pile foundations subjected to lateral loading, *Soils and Foundations*, **39 (1), 1999,** pp. 97-111.

[18] BRANSBY M.F., SPRINGMAN S.M., 3D finite element modelling of piles groups adjacent to surcharge loads, *Computers and Geotechnics*, **19, 1996,** pp. 301-324.

[19] ΔΕ ΓΕΝΝΑΡΟ ς., ΦΡΑΝΚ Ρ., ΠΑΝΔΕ Γ.Ν., ΧΑΝΟΥ ϑ. (1999). Φινιτε ελεμεντ μοδελλινγ οφ μοδελ πιλεσ ιν χαλιβρατιον χηαμβερ, *Προχ. 7τη Ιντ. Σψμπ. ον Νυμ. Μοδελσ ιν Γεομ. (ΝΥΜΟΓ ςII)*, Γραζ (Αυστρια), 1999, ππ. 419–424.

[20] OZKAN M.T., BORAN E., KELESOGLU M.K., Three-dimensional analysis of laterally loaded single and group piles, *Proc. Eur. Conf on Num. Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE 2002)*, Mestat Ed., Presses de l'ENPC/LCPC, Paris, **2002,** pp. 363-376.

[21] REUL O., Study of the influence of the consolidation process on the calculated bearing behaviour of a piled raft, *Proc. Eur. Conf on Num. Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE 2002)*, Mestat Ed., Presses de l'ENPC/LCPC, Paris, **2002,** pp. 383-388.

[22] DE GENNARO V., FRANK F., Insight into the simulation of calibration chamber tests, *Proc. Eur. Conf on Num. Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE 2002)*, Mestat Ed., Presses de l'ENPC/LCPC, Paris, **2002a,** pp. 169-177.

[23] GOODMAN R.E., TAYLOR R.L, BREKKE T.L., A model for the mechanics of jointed rocks, *J. of Soils Mech. and Found*, Div., ASCE, **94** (SM3), **1968,** pp. 637-659.

[24] HERRMANN L.R., Finite element analysis of contact problems, *J. of Engin. Mechanics*, ASCE, **104, 1978,** pp. 1043-1059.

[25] FRANK R., GUENOT A., HUMBERT P., Numerical analysis of contacts in geomechnics, *Proc. 4th Int. Conf. on Num. Meth. in Geomechanics*, Edmonton, May 31-June 4, **1982,** pp. 37-45.

[26] DAY R.A., POTTS D.M., Zero thickness interface elements. Numerical stability and application, *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, **18, 1994,** pp. 689-708.

[27] DESAI C.S., ZAMAN M.M., LIGHTNER J.G., SIRIRWARDANE H.J., Thin-layer element for interfaces and joints, *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech*, **8, 1984,** pp. 19-43.

[28] KATONA M.G., A simple contact-friction interface element with application to buried culverts, *Int. Journ. Numer. Anal. In Geomech.*, **7, 1983,** pp. 371-384.

[29] SIKORA Z., GUDEHUS G., Numerical simulation of penetration in sand based on fem, *Computers and Geotechnics*, **9, 1990,** pp. 73-86.

[30] VILLARD P., Modelling of interface problems by the finite element method with considerable displacements, *Computers and Geotechnics*, **19 (1), 1996,** pp. 23-45.

[31] CESAR-LCPC, *Documentation utilisateur – V3.3.*, éd. LCPC & Itech-soft, rev., octobre **2000.**

[32] GOODMAN R.E., KE T.C., *Advances in computation of jointed rock,* Computer methods and Advanced in Geomechanics, Siriwardane, Zaman (eds), Rotterdam, **1995,** pp. 2649-2663.

[33] MESTAT Ph., Maillages d'éléments finis pour les ouvrages de géotechnique. Conseils et recommandations, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **212, 1997,** pp. 39-64.

[34] PANDE G.N., SHARMA K.G., On joint/interface elements and associated problems of numerical ill-conditioning, *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, **3, 1979,** pp. 293-300.

[35] HOHBERG J.M., SCHWEIGER H., On the penalty behaviour of thin-layer elements, *Proc. 4th Int. Symp. on Num. Models in Geom. (NUMOG IV)*, Swansea, UK, **1992,** pp. 241-248.

[36] SHARMA K.G., DESAI C.S., Analysis and implementation of thin-layer element for interfaces and joints, *J. of Engin. Mechanics*, ASCE, **118 (12), 1992,** pp. 2442-2462.

[37] RICHER S., *Résolution des problèmes de contact entre solides élastiques*, Thèse de Doctorat de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, **1985.**

[38] ZIENKIEWICZ O.C., *The finite element method in engineering science*, McGraw-Hill, New York, 3rd ed, **1977.**

[39] CRISFIELD M.A., *Finite elements and solution procedures for structural analysis*, vol. **I** Linear analysis. Pineridge Press, Swansea, UK, **1986.**

[40] POTTS D., ZDRAVKOVIC L., *Finite element analysis in geotechnical engineering : theory*, Thomas Telford **1999.**

[41] POTYONDY J.G., Skin friction between various soils and construction materials, *Géotechnique*, **11 (4), 1961,** pp. 339-353.

[42] WERNICK E., Stresses and strains on surface of anchors, *Revue Française de Géotechenique*, **3, 1978,** pp. 113-119.

[43] BOULON M., NOVA R., Modelling of soil-structure interface behaviour, a comparison between elasto-plastic and rate type laws., *Computers and Geotechnics*, **9, 1990,** pp. 21-46.

[44] FAKHARIAN K., EVGIN E., A three-dimensional apparatus for cyclic testing of interfaces, *Proc. 46th Annual Canadian Geotechnical Conference*, Saskatoon, Canada, **1993,** pp. 485-493.

[45] DE GENNARO V., LERAT P., Soil-structure interface behaviour under cyclic loading, *Proc. 2nd Int. Symposium on Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials*, Torino (Italie), **1999,** pp. 183-189.

[46] PLYTAS C., *Contribution à l'étude expérimentale et numérique des interfaces sols granulaires-structures. Application à la prévision du frottement latéral des pieux*, Thèse de Doctorat de l'Institut National Polytechnique de Grenoble, Grenoble, France, **1985.**

[47] LERAT P., BOULON M., SCHLOSSER F., Etude expérimentale de l'interface sol-structure dans les miilieux granulaires, *Revue Française de Génie Civil*, **1 (2), 1997,** pp. 345-366

[48] SCHLOSSER F., GUILLOUX A., Le frottement dans le renforcement des sols, *Revue Française de Géotechenique*, **16, 1981,** pp. 65-77.

[49] GOODMAN R.E., DUBOIS J., Duplication of dilatancy in analysis of jointed rocks, *J. of Soils Mech. and Found. Div.*, ASCE, **98** (SM4), **1972,** pp. 399-422.

[50] GENS A., CAROL I., ALONSO E.E., A constitutive model for rock joints : formulation and numerical implementation, *Computers and Geotechnics*, **9, 1990,** pp. 3-20.

[51] SHAROUR I., REZAIE F., An elastoplastic constitutive relation for soil-structure interface under cyclic loading, *Computers and Geotechnics*, **21, 1997,** pp. 21-39.

[52] GHIONNA V.N., MORTARA G., An elastoplastic model for sand-structure interface behaviour, *Géotechnique*, **52 (1), 2002,** pp. 41-50.

[53] DE GENNARO V., *Étude du comportement mécanique des interfaces sol-structure. Application à l'analyse du comportement des pieux*, Thèse de Doctorat de l'ENPC, Paris, France, **1999.**

[54] DE GENNARO V., FRANK F., Elasto-plastic analysis of the interface behaviour between granular media and structure, *Computers and Geotechnics*, **29, 2002b,** pp. 547-572.

[55] LE TIRANT P., SARDA J.-P., Contribution à l'étude des relations contrainte-déformation des milieux pulvérulents., *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **6, 1964,** pp. 4/1-4/32.

[56] POOROOSHASB H.B., PIETRUSZCZAK S., On yielding and flow of sand ; a generalized two-surface model, *Computers and Geotechnics*, **1, 1985,** pp. 33-58.

[57] SADRNEJAD S.A., PANDE G.N., A multilaminate model for sands, *Proc. Int. Symp. Num. Models in Geomech. (NUMOG III)*, Niagara Falls, Canada, **1989,** pp. 17-27.

[58] DE GENNARO V., PANDE G.N., LERAT P., Stability problems in soil-structure interfaces : experimental observations and numerical study, *International Journal of Geomechanics*, vol. 2, **2, 2002,** pp. 175 - 203.

[59] SCHOFIELD A.N., WROTH P., *Critical state soil mechanics*, McGraw-Hill, European Civil Engineering series, London, **1968.**

[60] NOVA R., On the hardening of soils, *Arch. Mech. Stosow.*, **29 (3), 1977,** pp. 435–458.

[61] MUIR WOOD D., *Soil behaviour and critical state soil mechanics*, Cambridge University Press, **1990.**

[62] FAKHARIAN K., EVGIN E., Elasto-plastic modelling of stress-path-dependent behaviour of interfaces, *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomechanics*, **24, 2000,** pp. 183-199.

[63] FRANCIS R., *Étude du comportement mécanique de micropieux modèles en chambre d'étalonnage. Application aux effets de groupe*, Thèse de doctorat ENPC, Paris, France, **1997.**

[64] PLUMELLE C., FRANK R., CANOU J., ESTEPHAN R., GANGNEUX P., FORAY P., GARNIER J., Différentes approches du comportement des groupes et des réseaux de micropieux, en modèle réduit, en modèle centrifugé et en vraie grandeur, *Proc. XV Int. Conf. Soil Mech. and Geotech. Eng.*, Istanbul, vol. 3, **2001,** pp. 1827-1833.

[65] DE GENNARO V., SAID I., FRANK R., MESTAT, Ph., Numerical simulations of installation effects on embedded model piles in calibration chamber, *Proc. 9th Int. Symp. on Num. Models in Geom. (NUMOG IX)*, Ottawa (Canada), **2004,** pp. 197-203.

[66] NAYAK G.C., ZIENKIEWICZ O.C., Elasto-plastic stress analysis. A generalization for various constitutive relations including strain softening, *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, **5, 1972,** pp. 113-135.

[67] MESTAT Ph., Modèles d'éléments finis et problèmes de convergence en comportement non linéaire, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **215, 1998,** pp. 15-32.