

Étude du comportement de pieux forés

I. Expérimentations *in situ* et en laboratoire

Marilza das NEVES

Docteur ENPC

Maître de conférence

Université de São Paulo (Brésil)

Philippe MESTAT

Directeur de recherche

Chef de la section Calcul des ouvrages géotechniques

Division Mécanique des sols et des roches et géologie de l'ingénieur

Roger FRANK

Directeur

Centre d'Enseignement et de recherche en mécanique des sols

LCPC/ENPC

Éric DEGNY

Ingénieur des Travaux publics de l'État

Chef de la section Informatique-recherche

Service Informatique

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

RÉSUMÉ

Cet article constitue la première partie d'une série de deux articles sur l'analyse du comportement de pieux forés à sec dans un sable argileux de la région de São Carlos, dans l'État de São Paulo (Brésil). Au total, six pieux de différents diamètres ont été exécutés pour mener trois essais de traction et trois essais de compression. Cette partie I décrit, d'une part, les aspects expérimentaux *in situ* et, d'autre part, les essais de laboratoire menés pour caractériser le comportement du sol de fondation. Les résultats expérimentaux ont été analysés et les paramètres de deux lois de comportement élastoplastique ont été estimés sur les essais de laboratoire. Ces lois seront utilisées pour modéliser numériquement le fonctionnement de ces pieux.

MOTS-CLÉS : 42 - Pieu - Sable - Argile - Brésil - Essai - Traction - Compression - Comportement - Élastoplasticité - Modèle mathématique - Béton coulé sur place - *In situ* - Laboratoire.

Introduction

La connaissance du fonctionnement des ouvrages de géotechnique et le développement de nouvelles méthodes de dimensionnement passent à la fois par l'expérimentation *in situ*, les essais en laboratoire et la modélisation numérique pour la validation de lois de comportement de sol. Les confrontations calculs-mesures sont riches d'enseignements sur la capacité des modèles à décrire la réalité observée, car elles seules permettent de montrer les insuffisances d'un modèle, d'en limiter l'emploi ou de susciter des voies d'amélioration. Parmi les ouvrages-types de la géotechnique, les fondations profondes ont été beaucoup étudiées.

Le problème d'un pieu isolé, d'aspect simple au premier abord, est en fait compliqué à cause, d'une part, des effets de la mise en place du pieu qu'il est très difficile de simuler théoriquement et, d'autre part, des phénomènes d'interactions entre le fût et le sol. Selon le type de pieu et la nature du sol, la réponse charge-déplacement peut être très différente. Pour ces raisons, les essais de chargement de pieu sont relativement courants dans les grands projets d'ouvrages, ils permettent d'estimer les efforts qu'un pieu peut réellement supporter. En revanche, les occasions de recourir à la modélisation sont assez rares car, outre les résultats expérimentaux des essais sur pieux, il faut une reconnaissance des terrains et des essais de laboratoire pour déterminer les paramètres des lois de comportement nécessaires à

la modélisation numérique. Ces conditions relativement exceptionnelles ont été remplies par le programme mis en œuvre à l'École d'ingénieurs de São Carlos de l'université de São Paulo (Brésil) qui, par sa richesse expérimentale (essais de compression et de traction, nombreux essais triaxiaux et *in situ*), a permis de mener une étude numérique complète, de comparer les capacités de simulation de deux lois de comportement et de contribuer à la validation du progiciel CÉSAR-LCPC.

Description et reconnaissance géotechnique du site expérimental

Le site expérimental est situé dans le campus de l'université de São Paulo, São Carlos, à un endroit

où le niveau de la nappe phréatique est à plus de 10 m de profondeur. L'objectif de la recherche est d'analyser le comportement des pieux forés à sec. Sur ce site, six pieux forés ont été exécutés et des dispositifs de chargement et massifs de réaction mis en place (Carvalho, 1991 ; Mantilla, 1992). La reconnaissance a comporté de nombreux essais pénétrométriques (SPT, CPT) ainsi que l'ouverture d'un puits pour effectuer des prélèvements d'échantillons destinés aux essais de laboratoire (Menezes, 1990).

La figure 1 représente le site expérimental avec l'emplacement des pieux forés, du puits et des essais pénétrométriques. Cinq essais pénétrométriques dynamiques de type SPT ont été réalisés jusqu'à une profondeur de 20 m, et cinq essais sta-

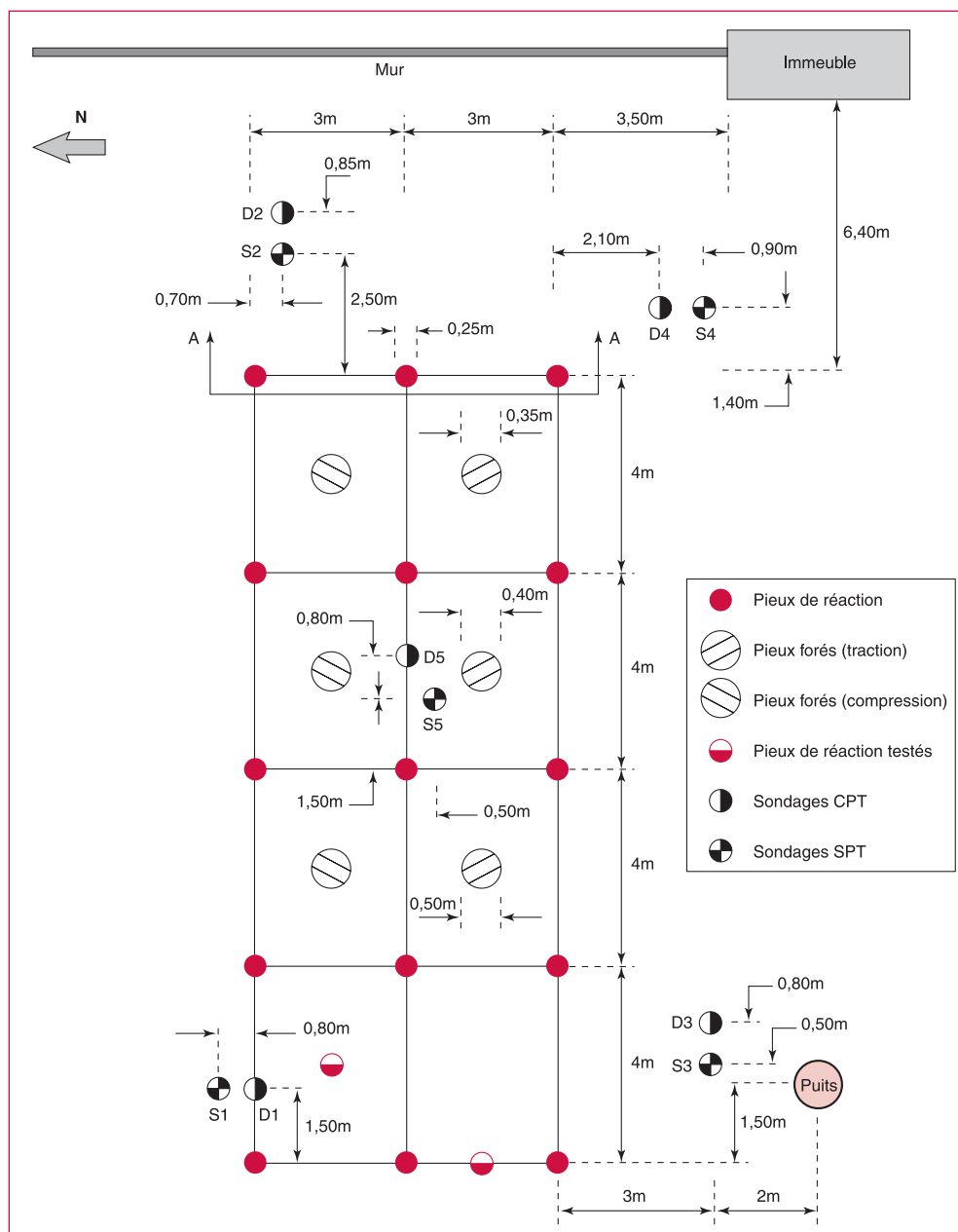


Fig. 1 - Description du site expérimental.

tiques de type CPT dont quatre jusqu'à la profondeur de 16 m et un jusqu'à 20 m. Pour les essais dynamiques, les nombres de coups (SPT) en fonction de la profondeur sont indiqués sur la figure 2. Pour les essais statiques, les valeurs de la résistance à la pénétration du cône (q_c) et du frottement latéral unitaire local (f_s) sont décrites sur les figures 3 et 4.

Le sol est principalement constitué par un sable argileux marron (sédiment « cenozoïque »), poreux

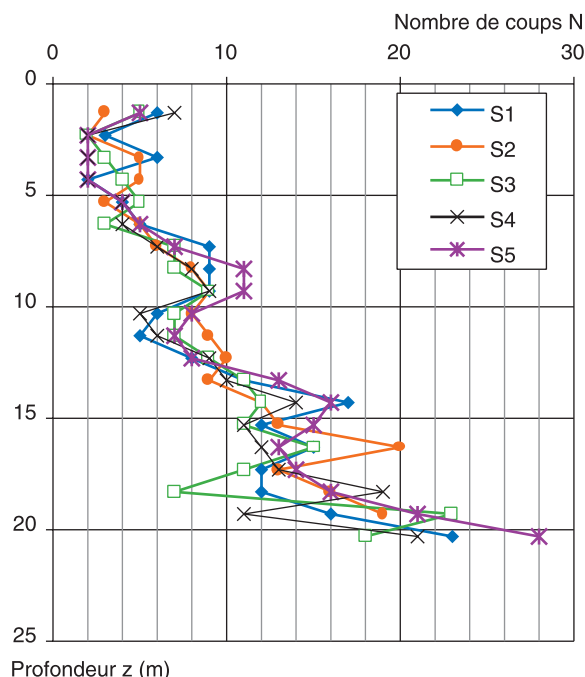


Fig. 2 - Nombre de coups mesurés dans les essais au pénétromètre dynamique (Carvalho, 1991).

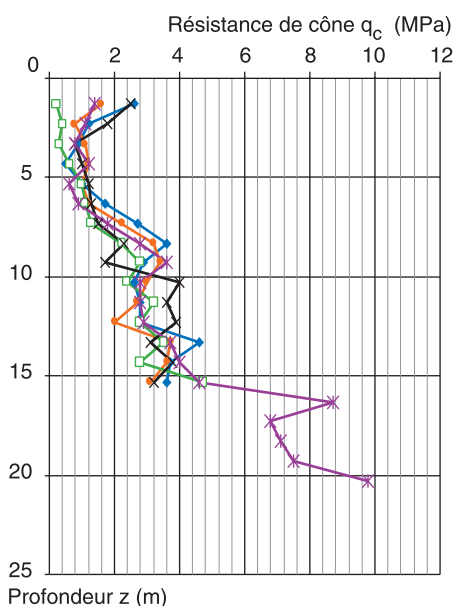


Fig. 3 - Valeurs de la résistance à la pénétration du cône (q_c) mesurées dans les essais au pénétromètre statique (Carvalho, 1991).

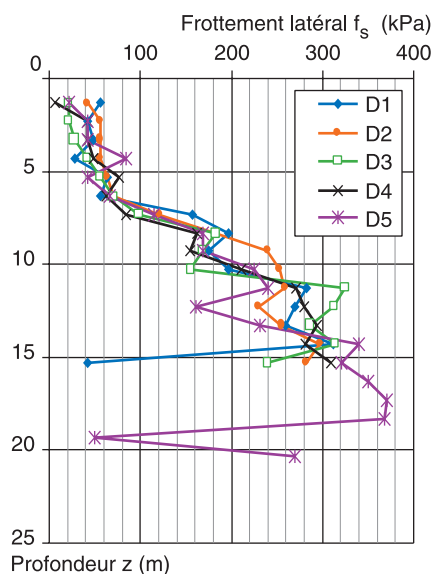


Fig. 4 - Valeurs du frottement latéral unitaire local (f_s) mesurées dans les essais au pénétromètre statique (Carvalho, 1991).

et effondrable, jusqu'à une profondeur de 6 m environ où se situe une mince couche de graviers ; au-delà débute une couche de sable argileux rouge (« grupo Bauru »). Des échantillons ont été prélevés dans un puits, à raison d'un échantillon tous les mètres à partir de 1,30 m jusqu'à une profondeur de 10,3 m (cf. fig. 1). Une série d'essais a ensuite été réalisée en laboratoire pour caractériser le comportement des couches de sol (Menezes, 1990 ; Carvalho, 1991) : analyse granulométrique, limites d'Atterberg, poids volumiques, teneur en eau, essai de compression simple, essais triaxiaux drainés et non drainés, essais œdométriques. La figure 5 présente les résultats de ces essais en fonction de la profondeur.

Instrumentation des pieux

Afin de connaître la distribution des efforts et des déformations le long du fût des pieux et aussi en pointe, pendant les différentes phases de chargement, les pieux ont été instrumentés avec des extensomètres électriques (jauges collées) placés sur les armatures et des tiges de mesure de déplacements. Ces instruments ont été disposés à cinq niveaux sur toute la longueur des pieux.

Des barres d'acier CA-50A de 20 mm de diamètre et 0,60 m de longueur ont été employées pour l'installation des extensomètres. Ces barres ont été assemblées de façon à former des éléments de 10 m de longueur (Carvalho, 1991). Les tiges de mesure de déplacements sont constituées par des tubes d'aluminium de 2 m de longueur et de diamètres interne 7,5 mm et externe 12,5 mm. Ces

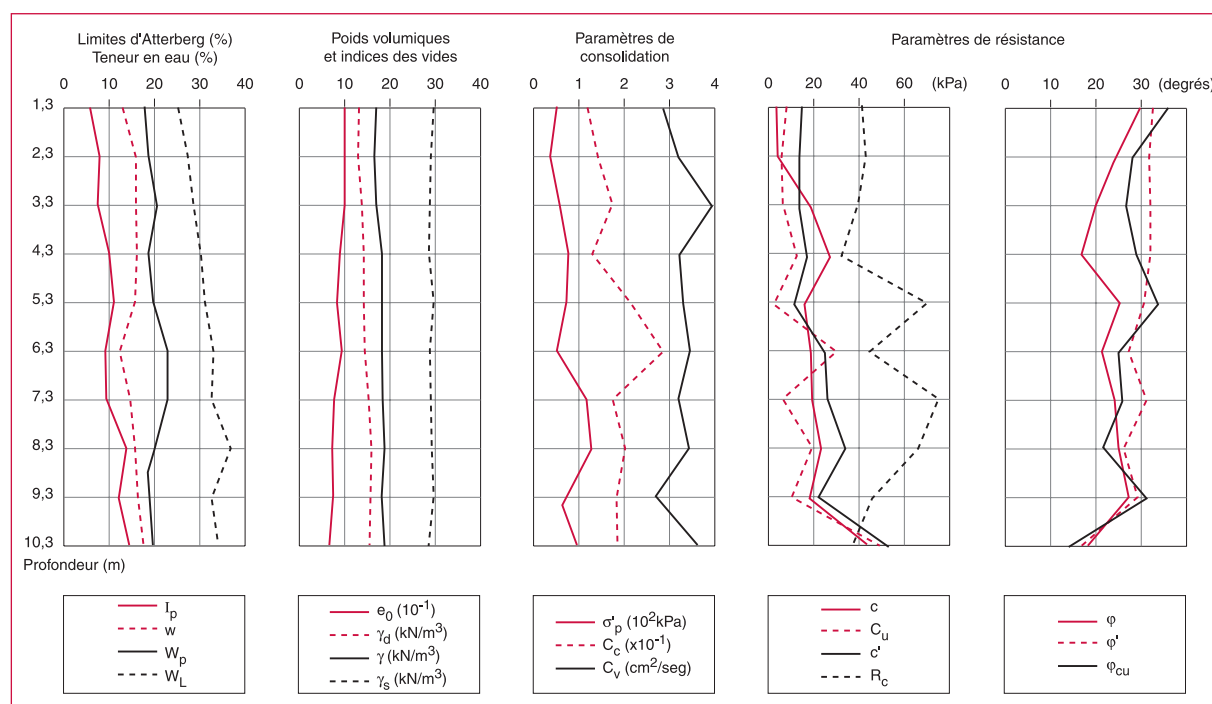


Fig. 5 - Valeurs des caractéristiques du sol selon la profondeur (Carvalho, 1991).

tiges ont été installées à l'intérieur de tubes guides (de diamètres interne 30 m et externe 34 m) et sont solidaires de l'armature des pieux. Les déplacements en tête ont été mesurés au moyen de comparateurs mécaniques installés à la tête du pieu et reliés à une base fixe.

Exécution des pieux

Au total, six pieux forés à sec ont été mis en place : trois pour les essais de compression (Mantilla, 1992) et trois pour les essais de traction (Carvalho, 1991). Leur longueur est de 10 m et leur diamètre respectif de 0,35 m, 0,40 m et 0,50 m. Les pieux ont été exécutés à partir d'une plateforme excavée de 0,60 m par rapport au terrain naturel. La pointe des pieux est donc située à la profondeur de 10,60 m. Une couche de 0,60 m a encore été enlevée autour des pieux, afin de libérer leur tête de l'influence du sol. La charge transmise dans cette section est ainsi égale à la charge appliquée en tête.

Les armatures des pieux sont constituées par quatre barres d'acier, deux de diamètre de 32 mm et deux de 20 mm (avec jauges collées), et des étriers de 8 mm de diamètre placés tous les 200 mm. L'exécution est réalisée à l'aide d'une tarière hélicoïdale. Immédiatement après, les armatures sont descendues et le bétonnage effectué. Le béton employé possède une résistance à la compression de 25 MPa.

Une structure métallique (poutre) et des pieux constituent le dispositif de réaction. La figure 1 montre leur emplacement. La poutre de réaction, d'une capacité de 2 MN, est formée de quatre profilés I métalliques d'une capacité de 500 kN chacun. Quinze pieux de réaction ont été réalisés, dont cinq pour travailler seulement en compression et dix pour travailler en traction-compression, de diamètre 0,25 m et de longueur 16 m. À l'intérieur des pieux de réaction ont été installés des tirants de 32 mm de diamètre et 6 m de longueur.

Résultats des essais de chargement statiques

Les essais statiques ont été réalisés selon les recommandations de la norme brésilienne NBR 6121 (mars 1986) concernant les chargements monotones. Pour les pieux testés en traction, le chargement axial a été effectué suivant des incréments de 40 kN jusqu'à la rupture du sol et le déchargement par des étapes successives en diminuant la charge de rupture de 25 %. Pour les essais en compression, des incréments de 40 kN ont été appliqués pour les pieux de 0,35 et 0,40 m de diamètre et de 100 kN pour celui de 0,50 m. Le déchargement a été réalisé par des étapes successives en diminuant de 25 % la charge de rupture. Les résultats des essais en traction (Carvalho, 1991) et des essais en compression (Mantilla, 1992) sont représentés respectivement sur les figures 6 et 7.

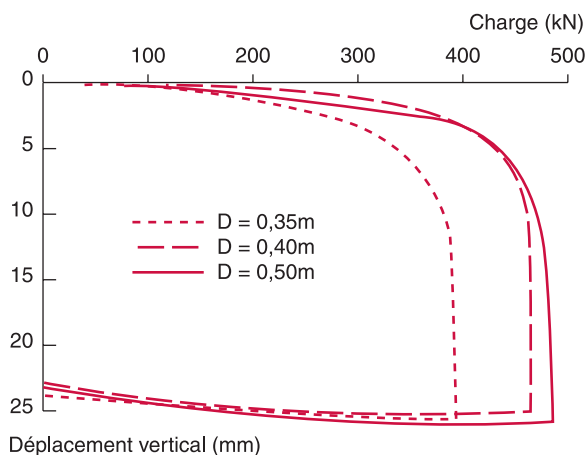


Fig. 6 - Courbes charge-déplacement en traction pour les pieux de diamètre 0,35 m, 0,40 m et 0,50 m (Carvalho, 1991).

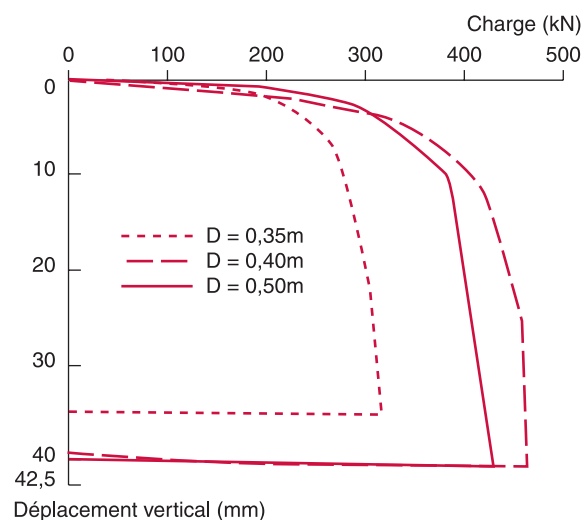
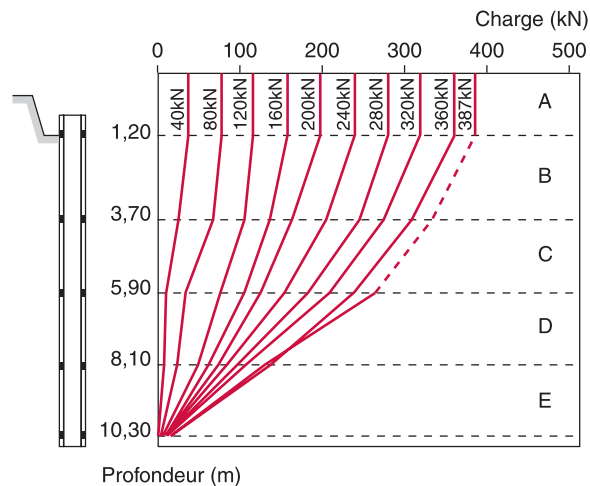


Fig. 7 - Courbes charge-déplacement en compression pour les pieux de diamètre 0,35 m, 0,40 m et 0,50 m (Mantilla, 1992).

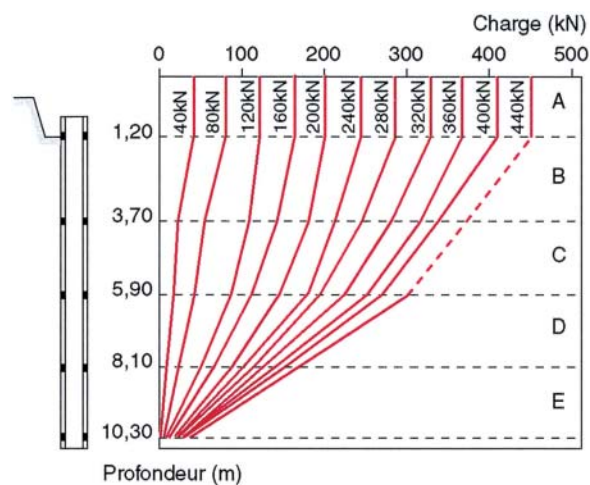
La répartition des efforts en fonction de la profondeur est donnée sur les figures 8a, 8b et 8c pour les pieux en traction, et sur les figures 9a, 9b et 9c pour les trois pieux en compression.

■ **Pour les essais de traction**, les résultats montrent qu'une part importante des charges appliquées est reprise par le frottement latéral sur les segments B, C et D (cf. fig. 8a, 8b et 8c). Le frottement latéral reprend de manière prédominante la distribution des sollicitations verticales.

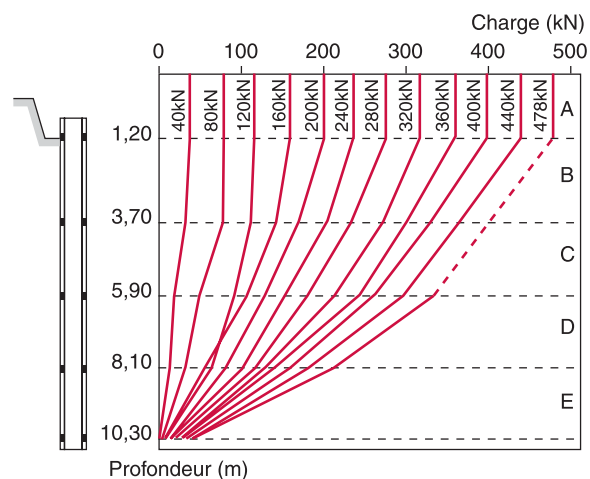
■ **Pour les essais de compression**, on note évidemment une augmentation de la part récupérée par les efforts de pointe, notamment dans les sections C et D. Par exemple, au voisinage de la pointe, le frottement latéral est de l'ordre de 30 % de la charge en tête pour le pieu de 0,35 m de diamètre et de 12 % pour le pieu de 0,50 m. En revanche, pour le pieu de 0,40 m, une importante mobilisation du frottement latéral est constatée dans les segments C et D lorsque les charges res-



a. Pieu de 0,35 m de diamètre.



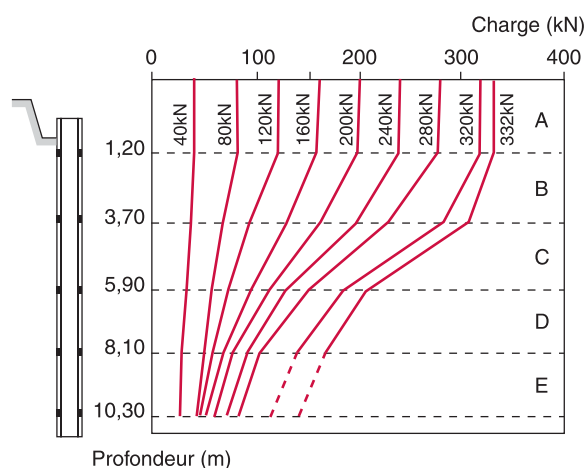
b. Pieu de 0,40 m de diamètre.



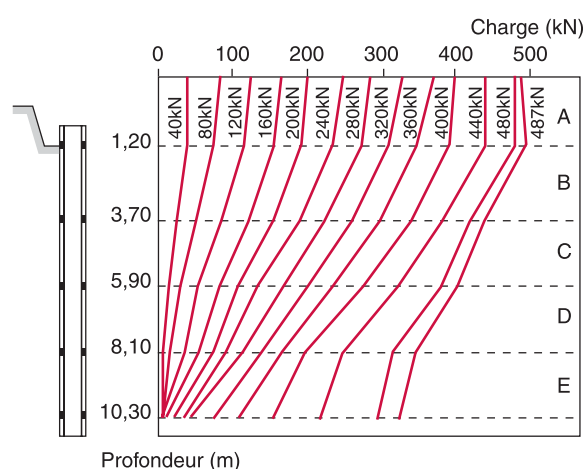
c. Pieu de 0,50 m de diamètre.

Fig. 8 - Répartition des efforts le long des pieux sollicités en traction (Carvalho, 1991).

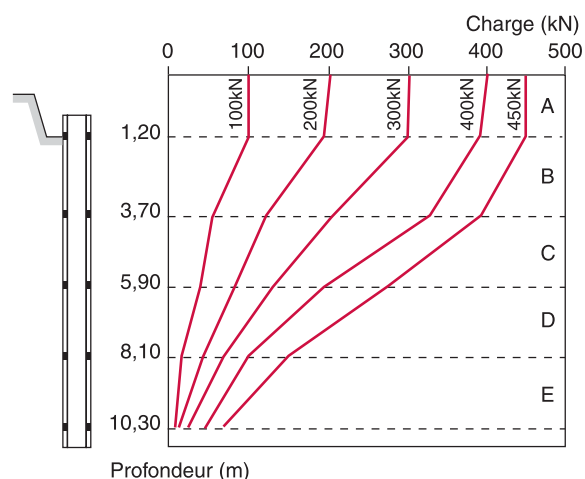
tent inférieures à 280 kN. Au-delà, l'effort en pointe augmente jusqu'à représenter près de 64 % de la charge en tête (cf. fig. 9b). Ce comportement ne correspond pas au schéma habituel de réparti-



a. Pieu de 0,35 m de diamètre.



b. Pieu de 0,40 m de diamètre.



c. Pieu de 0,50 m de diamètre.

Fig. 9 - Répartition des efforts le long des pieux sollicités en compression (Mantilla, 1992).

tion entre la charge de pointe et le frottement latéral. Cette observation conduit à s'interroger sur les conditions de réalisation et d'instrumentation de cet essai.

Pour chaque essai de compression, Mantilla (1992) a également déterminé le frottement latéral

(Q_s) et la charge en pointe (Q_p). Le tableau I regroupe ces valeurs, qui seront ensuite comparées avec les résultats des simulations numériques (partie II).

Analyse des résultats expérimentaux

Afin d'analyser les valeurs des charges ultimes en traction et en compression, on a considéré la charge ultime en traction (Q_{ut}) diminuée du poids propre du pieu (W) et la charge ultime en compression (Q_{uc}) augmentée du poids propre du pieu (tableau II).

Si on admet que le mécanisme de frottement est identique en compression et en traction, la valeur ($Q_{ut} - W$) doit être inférieure à ($Q_{uc} + W$). La confrontation des valeurs du tableau II montre que ce n'est pas le cas pour le pieu de diamètre 0,35 m. La différence est toutefois faible et reste au moins de l'ordre de grandeur des incertitudes, d'où la difficulté de conclure. Il y a donc lieu de corriger les valeurs des charges ultimes pour tenir compte des imprécisions des mesures et des hétérogénéités.

Par ailleurs, il est reconnu que la charge ultime doit croître avec la section du pieu. Cela n'est pas bien vérifié pour les essais de compression (cf. tableau II), mais la différence entre les valeurs obtenues pour les pieux de diamètre 0,40 et 0,50 m demeure dans l'intervalle des incertitudes. Pour les essais de traction, cela semble également vrai.

■ **Pour les essais en traction**, l'analyse est fondée sur l'expression suivante :

$$(Q_{ut} - W) = q_{rz} \cdot S_\ell \quad [1]$$

où q_{rz} est la contrainte de cisaillement moyenne à l'interface sol-pieu et S_ℓ la surface latérale du pieu ($\pi D z$). En utilisant l'expression $q_{rz} = (Q_{ut} - W)/S_\ell$, on obtient des valeurs très voisines (environ 33 kPa) pour les pieux de 0,35 et 0,40 m de diamètre tandis que, pour le pieu de diamètre 0,50 m, la valeur est plus basse (environ 27 kPa). Cette différence, qui semble faible, a une grande influence puisqu'il faut la compter sur toute la surface latérale du pieu. Pour ce pieu, une nouvelle estimation de la charge ultime en traction (Q_{ut}) peut être déduite de la relation [1] en supposant le même frottement unitaire que pour les autres pieux (tableau III).

■ **Pour les essais en compression**, l'approximation suivante est retenue :

$$\begin{aligned} & \text{(Charge ultime en compression)} \\ & - \text{(Charge ultime en traction)} \\ & = \text{(Charge en pointe)}. \end{aligned}$$

TABLEAU I
Charges Q_t , Q_p , Q_s et tassements du pieu associés s pour les essais de compression (Mantilla, 1992)

Diamètre des pieux (m)											
0,35				0,40				0,50			
Q_t (kN)	Q_p (kN)	Q_s (kN)	s (mm)	Q_t (kN)	Q_p (kN)	Q_s (kN)	s (mm)	Q_t (kN)	Q_p (kN)	Q_s (kN)	s (mm)
40	27	13	0	40	4	36	0,09	100	7	93	0,14
80	42	38	0,02	80	4	76	0,50	200	11	189	0,66
120	45	75	0,19	120	2	118	0,81	300	18	282	2,40
160	49	111	0,71	160	4	156	1,05	400	37	363	9,65
200	57	143	1,38	200	13	187	1,34	450	55	395	40,38
240	67	173	2,91	240	26	214	1,85				
280	78	202	6,50	280	33	247	2,40				
320			21,70	320	63	257	3,41				
332			35,14	360	98	262	4,70				
				400	144	256	7,05				
				440	209	231	11,82				
				480	287	193	24,92				
				487	314	173	40,28				

TABLEAU II
Valeurs de la charge ultime (Q_u) augmentée ou diminuée du poids propre du pieu

Diamètre du pieu (m)	Traction			Compression		
	Q_{u_t} (kN)	W (kN)	$Q_{u_t} - W$ (kN)	Q_{u_c} (kN)	W (kN)	$Q_{u_c} + W$ (kN)
0,35	387	23	364	332	23	355
0,40	440	30	410	487	30	517
0,50	478	47	431	450	47	497

TABLEAU III
Valeurs de la charge ultime corrigée Q_u

Diamètre du pieu (m)	Traction			Compression		
	Q_{u_t} (kN)	w (kN)	$Q_{u_t} - w$ (kN)	Q_{u_c} (kN)	w (kN)	$Q_{u_c} + w$ (kN)
0,35	387	23	364	423	23	446
0,40	440	30	410	487	30	517
0,50	565	47	518	638	47	685

À partir de cette relation, la contrainte normale en pointe peut être évaluée :

$$\frac{(Q_{u_c} + W) - (Q_{u_t} - W)}{A_p} = \sigma_{\text{pointe}} \quad [2]$$

où A_p est la section du pieu. Les contraintes obtenues sont très différentes : pour le pieu de diamètre

tre 0,35 m, la valeur est négative, donc inadmissible ; pour le pieu de diamètre 0,50 m, la charge ultime en traction doit être modifiée au préalable d'après le raisonnement précédent. Il ne reste donc comme référence que le pieu de diamètre 0,40 m, pour lequel l'approximation est valable. On déduit alors les charges ultimes des deux autres pieux (cf. tableau III).

La nécessité de corriger les valeurs brutes s'explique soit par l'imprécision sur les mesures expérimentales, soit par la présence d'hétérogénéités du sol autour des pieux de 0,50 m de diamètre en traction et en compression, et autour du pieu de 0,35 m en traction. La présence d'hétérogénéités est l'hypothèse la plus vraisemblable pour expliquer une certaine incohérence des résultats ; celle-ci a été confirmée par les résultats des essais pénétrométriques exécutés au voisinage de ces pieux.

En 1992, Mantilla a réalisé de nouveaux essais en compression. Pour les pieux de diamètre 0,35 et 0,50 m, la charge ultime obtenue était supérieure de 100 % à celle constatée lors des essais précédents : soit 645 kN pour le pieu de 0,35 m de diamètre (contre 332 kN) et 910 kN pour le pieu de 0,50 m de diamètre (contre 450 kN). En revanche, pour le pieu de 0,40 m de diamètre, la charge ultime n'a été augmentée que d'environ 50 % : elle est passée de 487 à 725 kN. Ces nouveaux essais ont confirmé l'hypothèse selon laquelle des problèmes sont apparus au cours des premières expérimentations. On peut remarquer également qu'en augmentant les valeurs corrigées de 50 % (cf. tableau III), on retrouve des valeurs proches de celles observées lors de la seconde série d'expérimentations.

Définition du profil géotechnique

Avant de déterminer les paramètres de comportement, il convient d'analyser les essais et de définir les différentes couches de sol qu'il paraît nécessaire de distinguer pour la modélisation. Ce travail s'appuie sur les résultats des essais pénétrométriques dynamiques (SPT) et statiques (CPT) et sur les très nombreux essais de laboratoire réalisés (Carvalho, 1991 ; Mantilla, 1992 ; Menezes, 1990). L'analyse minutieuse de ces essais a conduit à adopter le profil de la figure 10 ; il correspond de manière convenable à l'ensemble des résultats d'essai. Ce profil de sol est également celui adopté pour la modélisation numérique par éléments finis.

Il convient de noter que la pointe du pieu se trouve à 40 cm au-dessus du niveau de la nappe phréatique, située à 11 m de profondeur.

Essais en laboratoire

Parmi les trente essais triaxiaux de compression drainés réalisés par Menezes (1990), seuls dix-neuf ont été considérés pour la détermination des paramètres mécaniques du sol. Les onze essais éliminés l'ont été à cause d'incertitudes plus ou

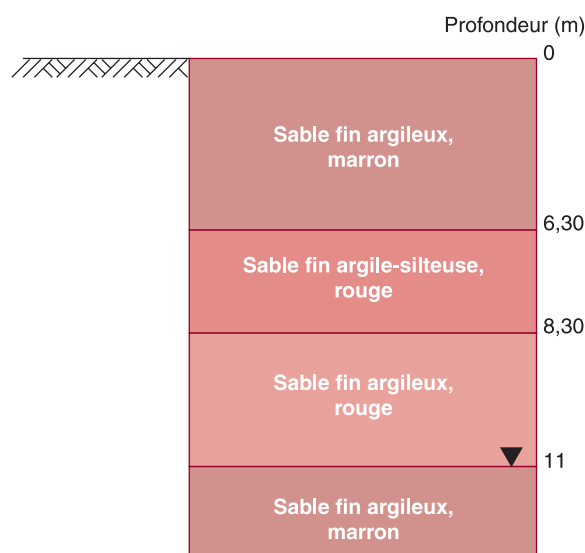


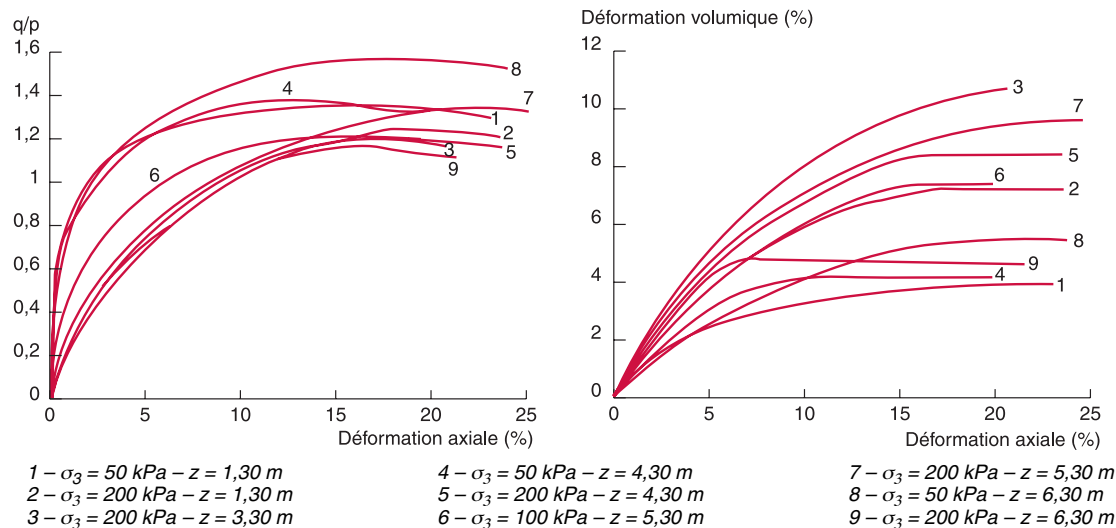
Fig. 10 - Profil de sol utilisé dans l'étude.

moins importantes observées sur les courbes de comportement dans les zones de faibles déformations. Il était quasiment impossible de déduire avec une bonne précision des modules de déformation dans ces zones et donc des paramètres de lois de comportement. Les essais retenus sont décrits dans le tableau IV. Les figures 11a, 11b et 11c présentent respectivement les évolutions du rapport de contrainte $(q/p')^*$ et de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale.

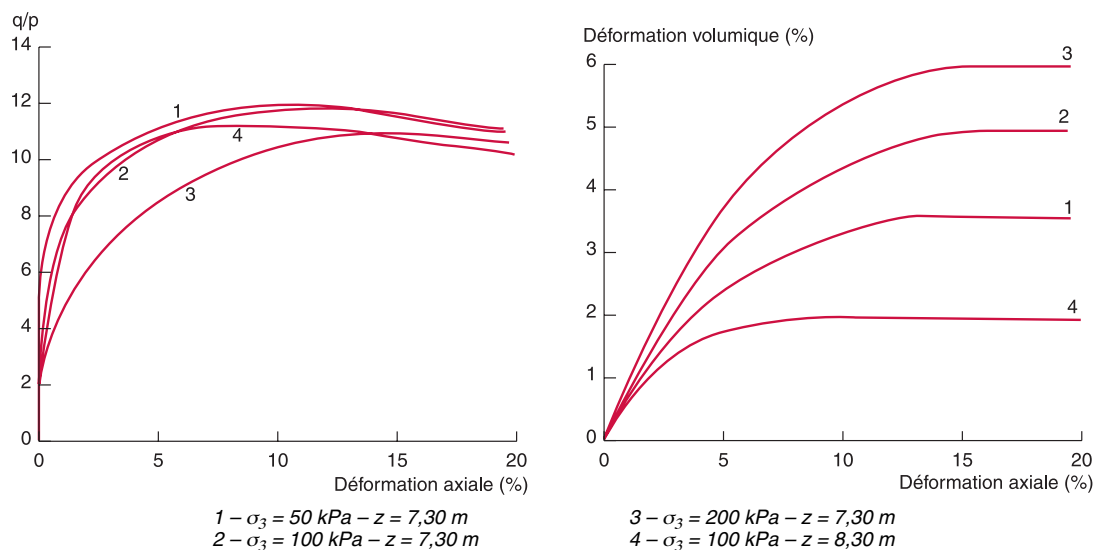
Détermination des paramètres du modèle de Mohr-Coulomb

L'utilisation de techniques de régression linéaire sur la partie initiale d'une courbe triaxiale a permis de déduire les valeurs du module d'Young (E) et du coefficient de Poisson (ν). Lorsque l'on a obtenu une valeur négative pour le coefficient de Poisson, on a fixé arbitrairement sa valeur à 0,05. Quant aux paramètres de résistance, ils ont été déterminés à partir des « paliers d'écoulement » définis sur les résultats d'essais. Comme il faut au moins deux essais pour déterminer la cohésion (c') et l'angle de frottement (φ'), il a été nécessaire de reconsidérer certains essais non retenus auparavant pour la caractérisation de la déformabilité. On peut raisonnablement penser que les paliers d'écoulement sont peu sensibles aux perturbations initiales. Par ailleurs, les essais ne montrent pas de changement du sens de variation de la déformation volumique, le comportement des sols est toujours contractant. L'angle de dilatance (ψ) a donc été supposé nul pour toutes les couches de sol

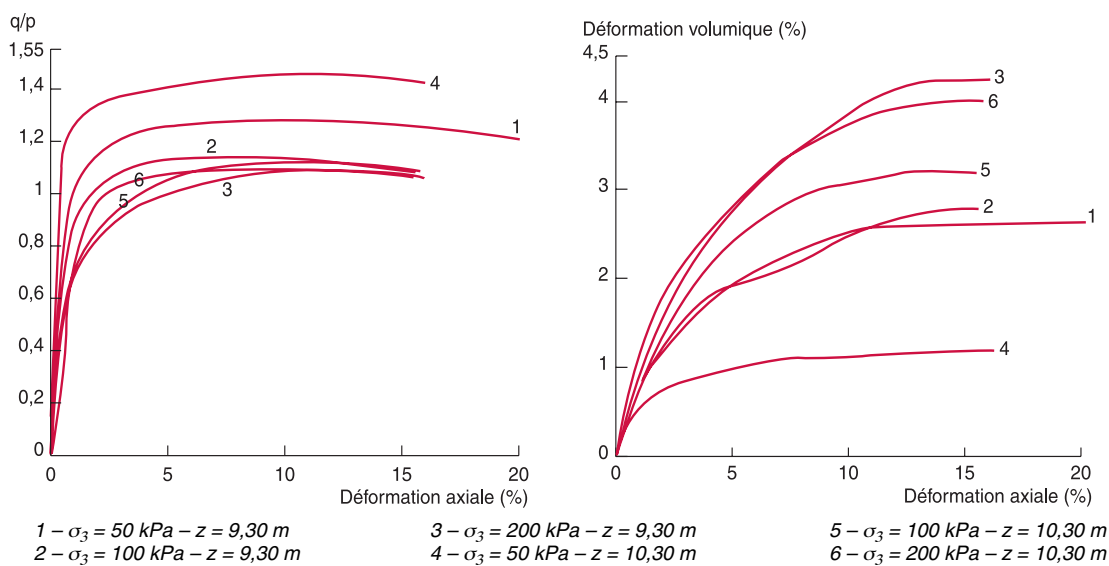
* q est le déviateur des contraintes ($q = \sigma'_1 - \sigma'_3$) et p' , la pression moyenne $p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$.



a. De 1,30 à 6,30 mètres.



b. De 6,30 à 8,30 mètres.



c. De 8,30 à 11 mètres.

Fig. 11 - Essais triaxiaux drainés décrivant le comportement du sol.

(Neves, 1993). Le tableau IV regroupe les valeurs des paramètres mécaniques du modèle de Mohr-Coulomb pour les essais analysés.

Finalement, on a considéré une moyenne des valeurs des paramètres obtenues pour chaque couche du profil géotechnique retenu (*cf.* fig. 10). Le tableau V regroupe les valeurs adoptées. Le coef-

ficient de pression des terres au repos est donné par la formule de Jaky : $K_0 = 1 - \sin \varphi'$.

Détermination des paramètres mécaniques du modèle de Nova (version 1982)

Le modèle de comportement de Nova (version 1982) a été très utilisé au LCPC pour la modélisa-

TABLEAU IV
Description des essais triaxiaux retenus et valeurs des paramètres mécaniques pour le modèle de Mohr-Coulomb

Prof. (m)	σ_3 (kPa)	Paramètres					
		E (kPa)	ν	c' (kPa)	φ' (degrés)	ψ (degrés)	γ (kN/m ³)
Couche 1							
1,30	50	8 500	0,09	19,8	25,5	0	15,2
	200	6 540	0,32				15,3
3,30	200	7 300	*	6,4	26,3	0	17,1
4,30	50	9 400	0,09	12,7	25,6	0	17,1
	200	10 240	*				16,5
5,30	100	9 400	0,09	0	29,7	0	18,0
	200	6 930	*				18,5
6,30	50	9 550	0,19	26,1	23,1	0	17,7
	200	7 960	0,22				18,6
Couche 2							
7,30	50	11 350	0,17	6,3	24,6	0	19,3
	100	14 020	0,11				18,4
	200	14 500	0,05				19,3
8,30	100	13 000	0,13	18	21	0	19,1
Couche 3							
9,30	50	9 200	0,04	10,3	23,6	0	19,5
	100	16 340	0,09				19,3
	200	23 500	*				20,0
10,30	50	18 500	0,10	16,8	22,8	0	19,2
	100	10 800	0,05				20,3
	200	15 100	0,05				20,5

TABLEAU V
Valeurs des paramètres du modèle de Mohr-Coulomb pour la modélisation numérique

Profondeur (m)	E (kPa)	ν	c' (kPa)	φ' (degrés)	ψ (degrés)	γ (kN/m ³)	K_0
0 à 6,30	9 150	0,12	13	26	0	16,7	0,56
6,30 à 8,30	13 510	0,12	12	23	0	18,8	0,61
8,30 à 11	13 570	0,07	14	23	0	19,8	0,61
$z > 11$	19 300	0,05	17	23	0	10,0	0,61

tion numérique des ouvrages : pieux sous charge axiale (Tadjbakhsh et Frank, 1985) ; ouvrages souterrains (Chambon et Corté, 1991) ; fondations superficielles (Mestat, 1990b ; Mestat et al., 2000) et rideau de palplanches (Arafati, 1996 ; Mestat et Arafati, 2000).

Cette loi élastoplastique avec écoulement est composée d'une élasticité non linéaire isotrope et d'une plasticité à un mécanisme définie selon le niveau de contraintes atteint (tableau VI). Les différentes fonctions mathématiques sont exprimées à l'aide des invariants p' (pression moyenne) et q (déviateur des contraintes) :

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3}$$

$$\text{et } q = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}{2}}$$

La convention de signe adoptée est la convention de la mécanique des sols : les contraintes de compression sont positives.

La partie élastique des déformations est liée à l'état de contraintes par une relation incrémentale et non linéaire :

$$d\varepsilon_{ij}^e = L_0 d\eta_{ij} + B_0 \frac{dp'}{3p'} \delta_{ij}$$

où L_0 et B_0 sont deux paramètres de la loi et

$$\eta_{ij} = \frac{\sigma'_{ij} - p' \delta_{ij}}{p'} \quad (\delta_{ij} \text{ est le tenseur de Kronecker}).$$

Les expressions de la surface de charge et du potentiel plastique sont données dans le tableau VI. Les variables P_{cg} et P_c correspondent respectivement à l'intersection du potentiel plastique avec l'axe des compressions isotropes pour

$\frac{q}{p'} \geq \frac{M}{2}$ et à la variable caractérisant l'écrouissage.

p_c est une fonction des invariants de déformations plastiques ε_v^p et ε_d^p :

$$p_c = p_{c0} \exp\left(\frac{\varepsilon_v^p + D\varepsilon_d^p}{\ell - B_0}\right),$$

$$\text{où } \varepsilon_v^p = \varepsilon_1^p + \varepsilon_2^p + \varepsilon_3^p$$

$$\text{et } \varepsilon_d^p = \frac{2}{3} \sqrt{\frac{(\varepsilon_1^p - \varepsilon_2^p)^2 + (\varepsilon_1^p - \varepsilon_3^p)^2 + (\varepsilon_2^p - \varepsilon_3^p)^2}{2}}$$

Ce modèle comporte huit paramètres, dont sept sont adimensionnels (B_0 , L_0 , M , μ , D , ℓ , m). Leur valeur est généralement déterminée à partir de résultats d'essais triaxiaux drainés (Nova, 1982 ; Mestat, 1990a ; Youssef, 1991 ; Arafati, 1996) :

- B_0 est lié à la déformation volumique élastique ;
- L_0 est associé à la déformation déviatorique élastique ;
- M contribue à définir à la fois l'état caractéristique et la rupture ;
- μ intervient dans la définition de la rupture ;
- D gouverne le phénomène de dilatance (c'est la pente de la courbe $(\varepsilon_1, \varepsilon_v)$ à la rupture) ;
- ℓ est relié à la déformation volumique totale ;
- m est un paramètre de calage, lié à l'état caractéristique et à la courbure de la courbe déviateur-déformation axiale dans un essai de compression triaxiale.

Le huitième paramètre p_{c0} est en fait une pression de référence qui peut être calculée de deux manières :

- **à partir de l'état de contraintes en place dans le massif.** Le paramètre p_{c0} est évalué, pour

TABLEAU VI
Expressions de la surface de charge et du potentiel plastique en fonction de l'état de contraintes
(modèle de Nova, 1982)

État de contraintes	Relation contrainte-dilatance	Surface de charge $F(p', q, p_c)$ et potentiel plastique $G(p', q, p_c)$
$\frac{q}{p'} \leq \frac{M}{2}$	$\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_d^p} = \frac{M^2 p'}{4\mu q}$	$F(p', q, p_c) = \frac{4\mu q^2}{M^2 p'^2} + 1 - \frac{p_c^2}{p'^2} = 0$ $G(p', q, p_c) = F(p', q, p_c)$
$\frac{q}{p'} \geq \frac{M}{2}$	$\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_d^p} = \frac{M}{\mu} - \frac{q}{\mu p'}$	$F(p', q, p_c) = \frac{q}{p'} - \frac{M}{2} + m \ln\left(\sqrt{1 + \mu \frac{p'}{p_c}}\right) = 0$ $G(p', q, p_c) = \frac{q}{p'} - \frac{M}{1 - \mu} \left[1 - \mu \left(\frac{p'}{p_{cg}}\right)^{\frac{1 - \mu}{\mu}}\right] = 0$

chaque point du massif, en écrivant que l'état initial est situé sur la surface de charge initiale $F(p'_0, q_0, p_{c0}) = 0$; d'où l'expression

$$p_{c0} = \sqrt{\frac{4\mu}{M^2} q_0^2 + p'_0{}^2}$$

où q_0 et p'_0 sont le déviateur et la pression moyenne à l'état initial au point considéré. Cette procédure semble conforme aux observations expérimentales, qui montrent que les sables présentent un comportement fortement non linéaire et irréversible dès qu'on leur applique un chargement. Pour un essai triaxial avec consolidation isotrope, p_{c0} est égal à la pression de confinement σ'_3 de l'essai ;

➤ **à partir de l'étude des résultats d'essais en laboratoire et notamment de ceux d'essais de compression isotrope.** Une valeur indépendante de l'état de contraintes peut être obtenue ; elle définit un domaine d'élasticité initiale pour une certaine gamme de contraintes. Cette méthode est toutefois à déconseiller, car elle risque de faire jouer un rôle mécanique trop important au paramètre p_{c0} , qui n'est plus alors directement rattaché à l'état initial du matériau.

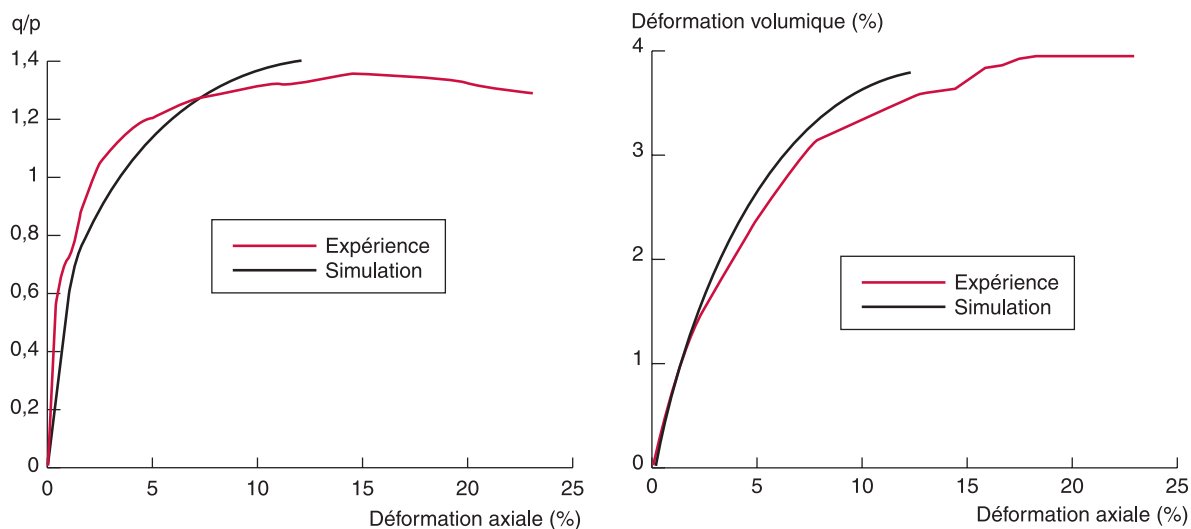
La stratégie utilisée pour la détermination des paramètres s'appuie sur les travaux théoriques menés au LCPC par Mestat et *al.* et sur l'emploi du logiciel de simulation d'essais triaxiaux LOIS-LCPC (Youssef, 1991 ; Mestat et *al.*, 2000). Les dix-neufs essais ont été analysés et un jeu de paramètres associé à chacun. Ensuite, pour chaque couche identifiée (*cf.* fig. 10), on détermine un seul jeu de paramètres à l'aide d'une simple

moyenne arithmétique. Le paramètre p_{c0} est pour sa part estimé à partir de l'état initial des contraintes. L'étape suivante consiste à simuler les essais triaxiaux avec le logiciel LOIS-LCPC pour valider ou non les valeurs des paramètres sur l'ensemble des essais concernant une couche de sol. Lorsque la confrontation simulation-expérience n'est pas acceptable, on procède à un ajustement qui se limite généralement à une modification du paramètre m (Youssef, 1991 ; Mestat et Arafati, 2000). En une ou deux modifications, on obtient très souvent une bonne concordance générale pour les courbes contraintes-déformations et les courbes déformations volumiques-déformations axiales. Une valeur du paramètre m est ainsi affectée à chaque couche identifiée sur la figure 10. Les aspects théoriques de cette stratégie de détermination des paramètres sont détaillés dans les références Mestat (1990a), Mestat et Arafati (2000).

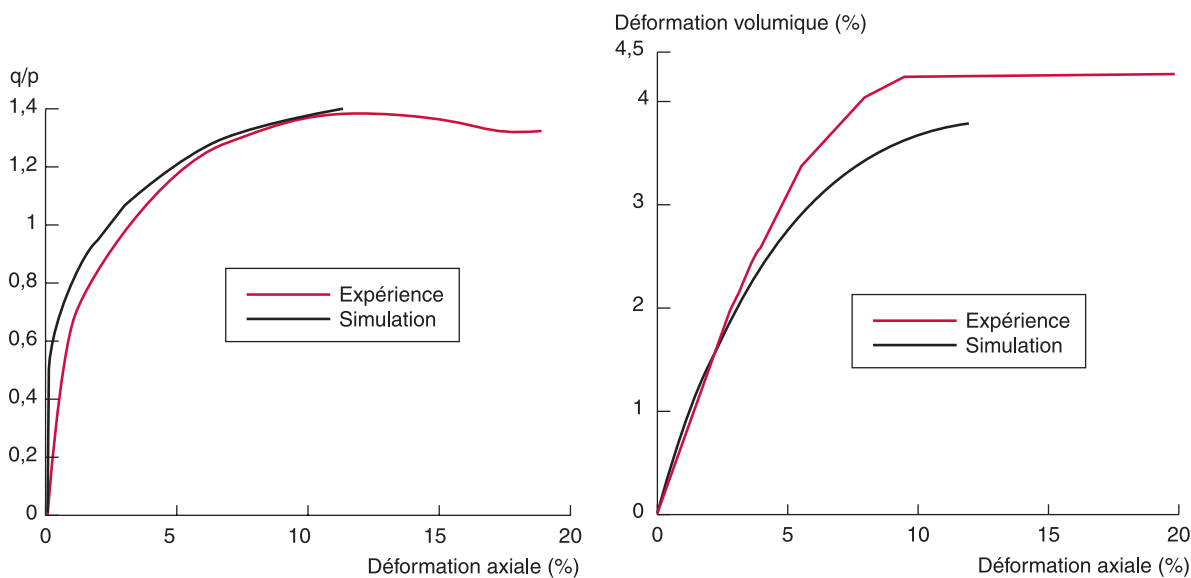
Les figures 12 et 13 présentent les comparaisons auxquelles on aboutit en ajustant le paramètre m pour sept essais représentatifs du comportement des couches du profil géotechnique. On observe ainsi que les courbes contraintes-déformations simulées concordent bien avec les résultats expérimentaux pour toute la plage des déformations axiales. Le début des courbes déformations volumiques-déformations axiales est également bien rendu. Pour les déformations importantes, la représentation de l'asymptote est globalement satisfaisante. On note néanmoins une certaine tendance à la sous-estimation de celle-ci pour les essais à faible pression de confinement. Pour les paramètres finalement retenus (tableau VII), on

TABLEAU VII
Valeurs des paramètres du modèle de Nova pour la modélisation numérique

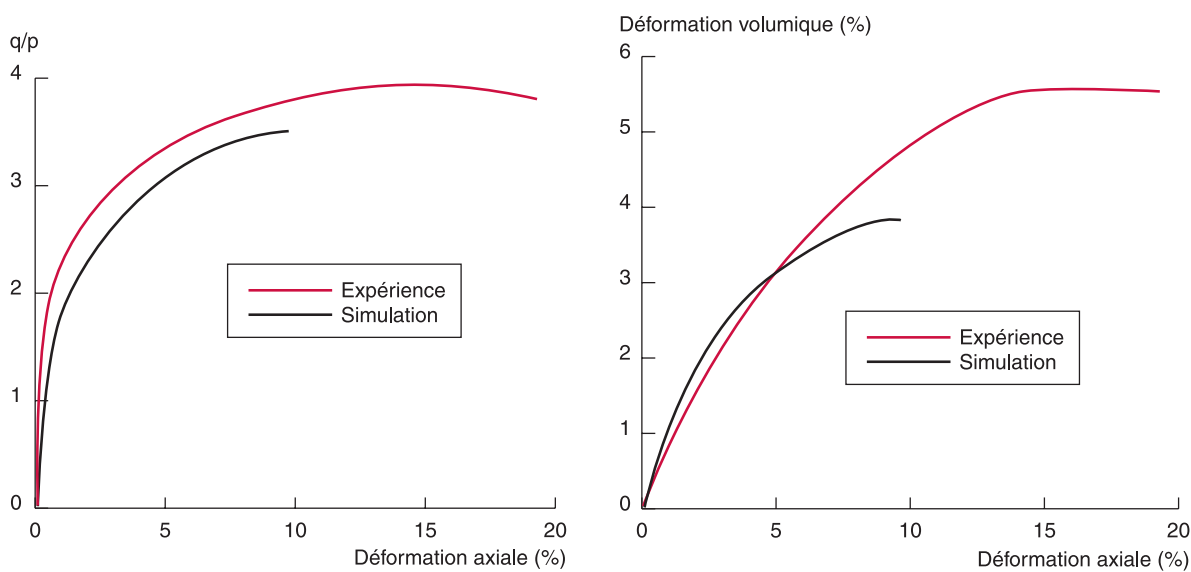
Paramètre	Profondeur de prélèvement (m)			
	0 à 6,3	6,3 à 8,3	8,3 à 11	11 à 20,6
M	1,45	1,16	1,13	1,11
ℓ	0,0124	0,0168	0,02	0,0294
B_0	0,0017	0,0102	0,0114	0,0168
L_0	0,0061	0,0083	0,0082	0,0114
μ	1	1	1	1
D	0	0	0	0
P_{c0} (kPa)	98	146	203	302
m	0,45	0,5	0,6	0,6
E (kPa)	9 150	13 510	13 570	19 300
ν	0,12	0,12	0,07	0,05
γ (kN/m ³)	16,7	18,8	19,8	10
K_0	0,56	0,61	0,61	0,61



a. Échantillon prélevé à 1,30 mètre.

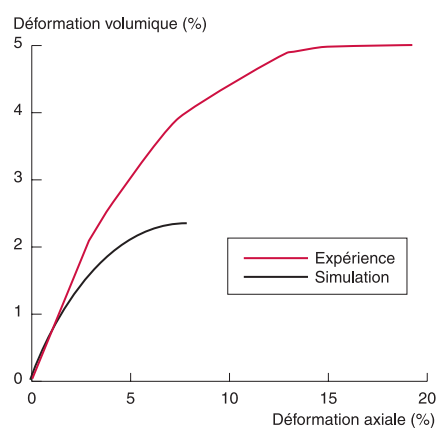
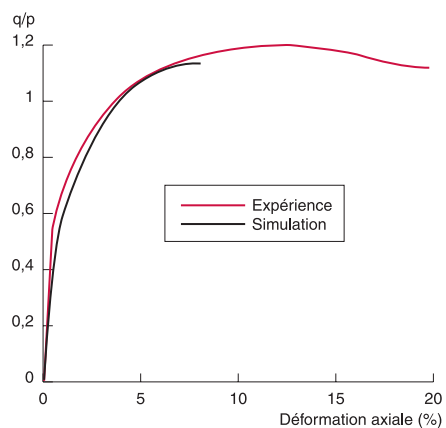


b. Échantillon prélevé à 4,30 mètres.

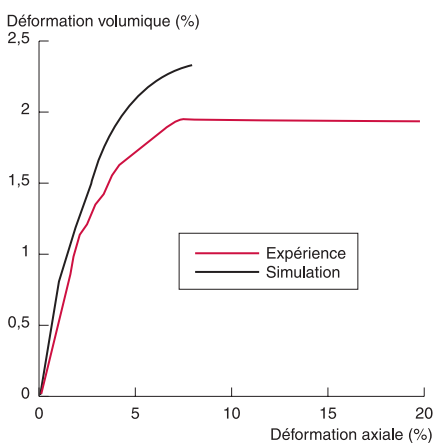
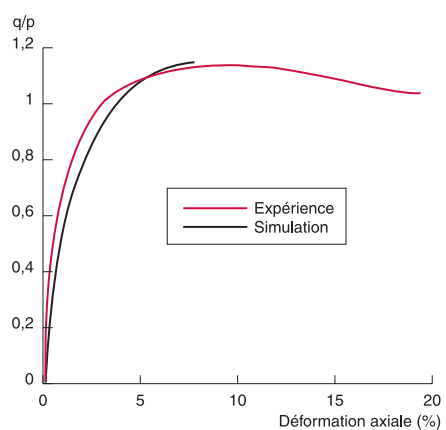


c. Échantillon prélevé à 6,30 mètres.

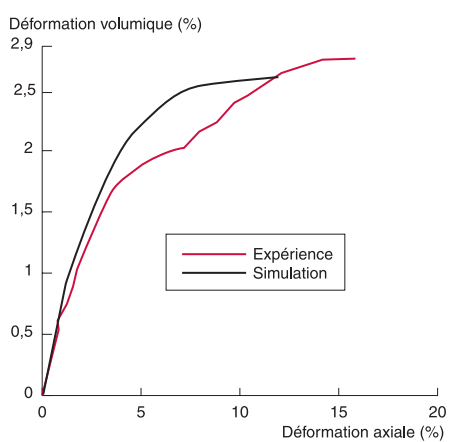
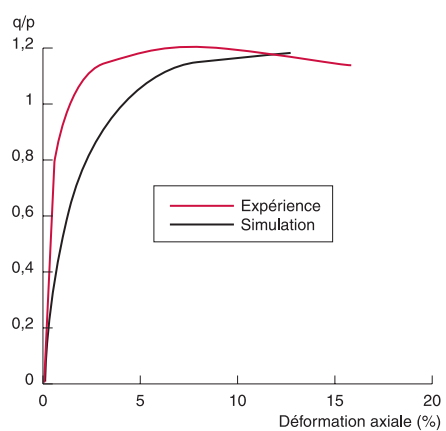
Fig. 12 - Comparaison entre les courbes simulées avec le modèle de Nova (—) et les résultats expérimentaux (—) pour un essai à $\sigma_3 = 50$ kPa.



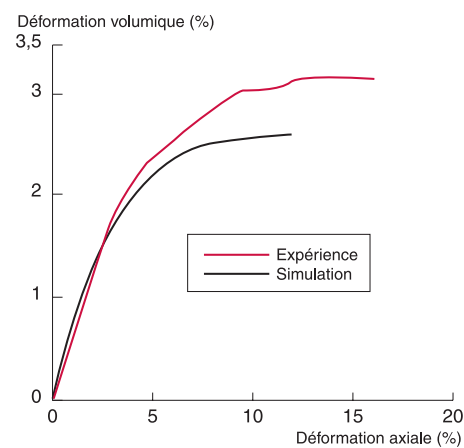
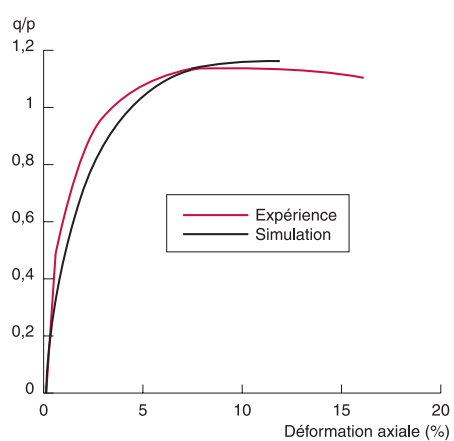
a. Échantillon prélevé à 7,30 mètres.



b. Échantillon prélevé à 8,30 mètres.



c. Échantillon prélevé à 9,30 mètres.



d. Échantillon prélevé à 10,30 mètres.

Fig. 13 - Comparaison entre les courbes simulées avec le modèle de Nova (—) et les résultats expérimentaux (—) pour un essai à $\sigma_3 = 100$ kPa.

peut conclure que globalement la loi de Nova décrit d'une manière satisfaisante le comportement des différentes couches du sol de fondation (Neves, 1993).

Détermination des caractéristiques du béton employé pour les pieux

Pour achever la mise en forme des données de la modélisation numérique des essais de traction et de compression des pieux, il convient de caractériser le comportement du béton des pieux. On suppose que le béton reste dans le domaine élastique et qu'il est caractérisé par un module d'Young et un coefficient de Poisson.

Le module de déformation longitudinale du béton des pieux a été déterminé à partir des mesures fournies par les extensomètres électriques installés sur les barres de la section de référence des pieux en appliquant la relation suivante :

$$E_c = Q/(A \cdot \epsilon),$$

où Q est la charge appliquée à une section déterminée du pieu ; A , l'aire de la section transversale du pieu et ϵ , la déformation (Carvalho, 1991 ; Mantilla, 1992).

Le tableau VIII présente les valeurs du module de déformation longitudinale du béton pour les pieux en traction et en compression. Le coefficient de Poisson a été fixé à la valeur habituelle ($\nu = 0,3$) et le poids volumique vaut : $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$.

TABLEAU VIII
Modules d'Young du béton pour les pieux en traction et en compression

Diamètre du pieu (m)	Traction (MPa)	Compression (MPa)
0,35	17 300	29 900
0,40	18 800	29 200
0,50	17 000	25 400

Conclusions

Les résultats d'essais de pieux sur le site de l'université de São Paulo, São Carlos, ont été décrits et analysés. Le sol de fondation a été représenté par quatre couches dont on a pu caractériser le comportement à l'aide, d'une part, du modèle de Mohr-Coulomb et, d'autre part, du modèle de Nova (version 1982). Leurs paramètres respectifs ont été déterminés à partir des résultats de dix-neuf essais triaxiaux drainés, réalisés sur des échantillons prélevés à différentes profondeurs. En particulier, les paramètres retenus pour le modèle de Nova ont permis de décrire de manière satisfaisante l'ensemble des essais triaxiaux drainés. On dispose désormais de tous les éléments pour la modélisation numérique des essais de pieux. Les propriétés d'interface et les choix retenus dans le modèle numérique seront présentés dans un second article.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ARAFATI N. (1996), *Contribution à l'étude des problèmes de déchargement dans les massifs de sol – Application à la modélisation des ouvrages de soutènement*, Thèse de doctorat de l'ENPC, Paris, 231 pages.

CARVALHO D. (1991), *Análise de cargas últimas a tração de estacas escavadas, instrumentadas, em campo experimental de São Carlos-SP*, EESC-USP, São Carlos, Thèse de Doctorat, 204 pages.

CHAMBON P., CORTE J.-F. (1991), *Étude sur modèles réduits centrifugés. Application aux tunnels à faible profondeur en terrain meuble pulvérulent*, Études et recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, série Géotechnique, **GT 48**, 163 pages.

MANTILLA J.N.R. (1992), *Comportamento de estacas escavadas, instrumentadas, à compressão*, EESC-USP, São Carlos, Thèse de Doctorat, 263 pages.

MENEZES S.M. (1990), *Correlações entre os ensaios de penetração (SPT, CPT) e os resultados de laboratório para a região de São Carlos-SP*, EESC-USP, 194 pages.

MESTAT Ph. (1990a), *Méthodologie de détermination des paramètres des lois de comportement des sols à partir d'essais triaxiaux conventionnels*, LCPC, Paris, Rapport interne, 194 pages.

MESTAT Ph. (1990b), *Simulation numérique du comportement de fondations superficielles (modèles réduits en centrifugeuse). Bilan de la participation au GRECO 1988-1990*, LCPC, Division GMS1, FAER 1.16.21.0., 128 pages.

MESTAT Ph., ARAFATI N. (2000), Modélisation des sables avec la loi de Nova : détermination des paramètres et influence sur les simulations, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, **225**, pp. 21-40.

MESTAT Ph., SERRATRICE J.-F., BLIVET J.-C., HUMBERT P., CANOU J. (2000), *De la rhéologie des sols à la modélisation des ouvrages géotechniques*, Études et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, série Géotechnique, **GT 67**, juin, 236 pages.

NEVES M. (1993), *Análise elastoplastica pelo método dos elementos finitos de estacas escavadas*, Doctorat

en géotechnique de l'École d'ingénieurs de São Carlos, Université de São Paulo, 261 pages.

NOVA R. (1982), A model of soil behaviour in plastic and hysteretic ranges. Part I : Monotonic loading, *International Workshop on Constitutive Relations for Soils*, Grenoble, pp. 289-309.

TADJBAKHS S., FRANK R. (1985), *Étude par la méthode des éléments finis du comportement élasto-*

plastique de sols dilatants. Application aux pieux sous charge axiale, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, Rapport de recherche LPC, **135**, 142 pages.

YOUSSEF (1991), *Étude du comportement des sables sous sollicitations homogènes. Validation d'une méthodologie de détermination des paramètres de comportement de Nova et de Vermeer*, Mémoire de DEA, LCPC, FAER 2.24.01.

Notations de la figure 5 :

I_p : indice de plasticité
 W_L : limite de liquidité
 W_P : limite de plasticité
 w : teneur en eau
 e_0 : indice des vides initial
 γ : poids volumique du sol
 γ_d : poids volumique sec
 γ_s : poids volumique des grains
 σ'_p : contrainte de préconsolidation

C_v : coefficient de consolidation
 C_c : indice de compression
 R_c : résistance à la compression simple
 c : cohésion
 c_e : cohésion drainée
 C_u : cohésion non drainée
 φ : angle de frottement du sol
 φ' : angle de frottement drainé
 φ_{cu} : angle de frottement non drainé

ABSTRACT

Behavioral study of bored piles

I. *In situ* and laboratory experiments

M. das NEVES, Ph. MESTAT, R. FRANK, E. DEGNY

This article is the first in a series of two devoted to analyzing the behaviour of dry-bored piles in clayey sand within the São Carlos Region of the Brazilian State of São Paulo. In all, six piles of different diameters were created in order to conduct three tension tests and three compression tests. Part I (the present article) describes both the *in situ* experimental conditions and the laboratory tests aimed at characterizing the behaviour of the foundation soil. Experimental results were then analyzed and the parameters of two elastoplastic behaviour laws estimated on the basis of laboratory tests. These laws will be used to numerically model the piles' functional features.