méthode de calcul du comportement des pieux à l'arrachement*

par

M. Boulon
Maître-assistant à l'Université Scientifique et Médicale de Grenoble

J. Desrues
Chercheur à l'Institut de Mécanique de Grenoble

P. Foray
Maître-Assistant à l'Institut National Polytechnique de Grenoble

1 Introduction

Les recherches présentées ici, s'inscrivent dans le cadre général d'étude des pieux à l'Institut de Mécanique de Grenoble. Après avoir traité l'enfoncement et le frottement négatif (cf. Foray et Puech [12], Desrues [9], Boulon et al [2] et [3] et [4]) nous décrivons le problème particulier de l'arrachement grâce à la conjonction d'une loi simple pour le sol (élasticité linéaire) et d'une loi d'interface également sans complexité pour le contact sol-pieu. Ceci nous permet de traiter le comportement du pieu depuis les faibles charges jusqu'aux charges limites.

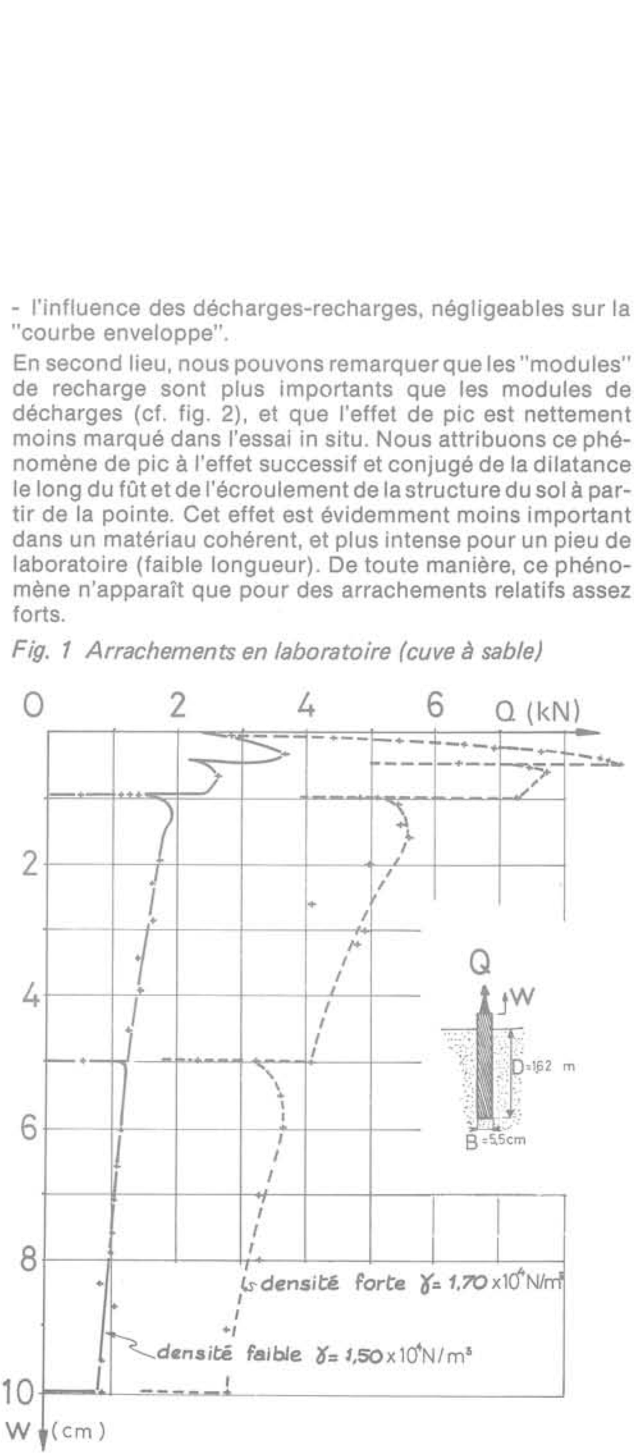
L'étude qui suit est divisée en cinq parties. Dans la première partie, nous relaterons, à partir de la description d'essais de Laboratoire et in situ d'arrachement, les propriétés que nous comptons modéliser par le calcul. La seconde partie traitera de l'approche que nous proposons pour le couplage (l'inter-action) sol-structure, et des solutions classiques qui ont été apportées à la question. La troisième partie sera consacrée à l'analyse phénoménologique du comportement calculé des pieux à l'arrachement. Enfin, la quatrième partie comportera une étude détaillée de l'influence des divers paramètres, tandis que nous présenterons dans la cinquième partie des vérifications expérimentales et une comparaison avec les méthodes classiques.

2 Constatations expérimentales de base

Ces constatations de base sont supportées par les figures 1 et 2. La figure 1 montre deux essais d'arrachement réalisés dans notre cuve à sable, sur un pieu métallique moulé long de 1,62 m, et d'un diamètre de 5,5 cm, respectivement dans un sable à densité faible (1.50 x 10^4 Newton/m^3) et à densité forte (1.70 x 10^4 Newton/m^3). La figure 2, tirée de Cox et Reese [8] montre un autre essai d'arrachement, réalisé in situ sur un pieu foré à l'eau, de 9 m de long et 36 cm de diamètre, ce pieu étant ancré dans de l'argile raide. Les effets les plus importants à consigner sont :
- l'influence de la densité du sol
- la présence d'un "pic" plus ou moins marqué sur les courbes effort-arrachement
- l'influence des décharges-recharges, négligeables sur la "courbe enveloppe".

En second lieu, nous pouvons remarquer que les "modules" de recharge sont plus importants que les modules de décharges (cf. fig. 2), et que l'effet de pic est nettement moins marqué dans l'essai in situ. Nous attribuons ce phénomène de pic à l'effet successif et conjugé de la dilatance le long du fût et de l'écroulement de la structure du sol à partir de la pointe. Cet effet est évidemment moins important dans un matériau cohérent, et plus intense pour un pieu de laboratoire (faible longueur). De toute manière, ce phénomène n'apparaît que pour des arrachements relatifs assez forts.

Fig. 1 Arrachements en laboratoire (cuve à sable)



* Exposé au Comité Français de Mécanique des Sols, séance du 19 juin 1978.

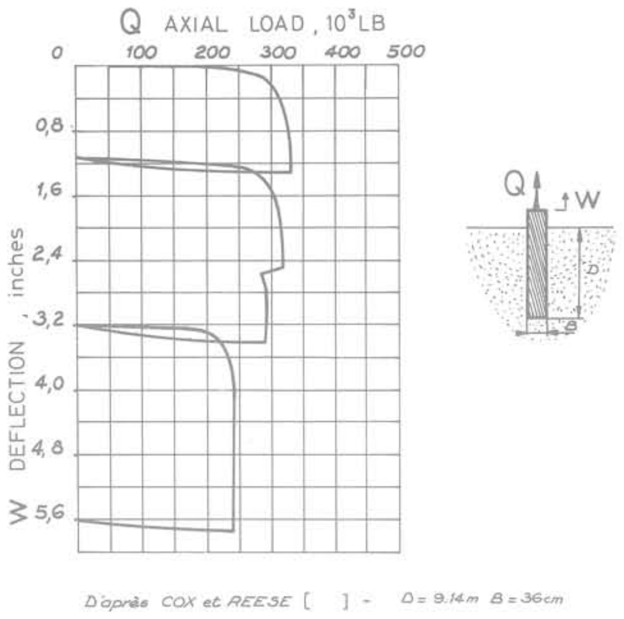


Fig. 2 Arrachement in situ (argile raide)

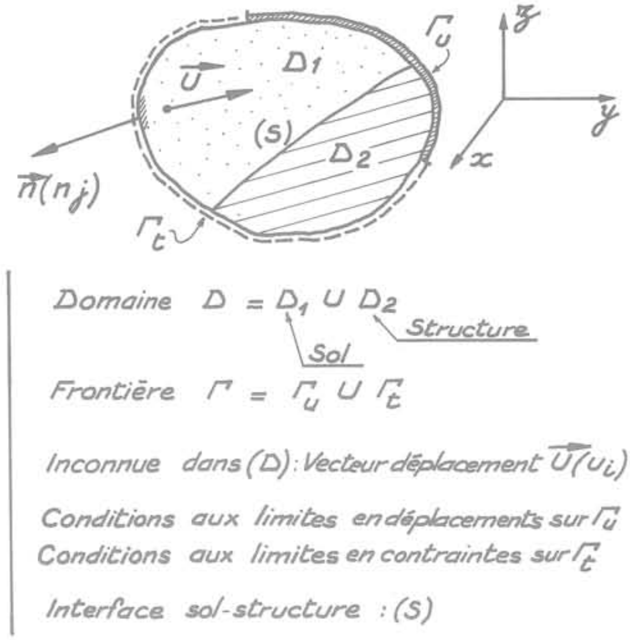


Fig. 3 Modélisation du couplage sol-structure

En fonction des principales caractéristiques ainsi mises en évidence, nous nous fixons comme but de simuler dans le modèle numérique :
- un chargement monotone
- l'influence de la densité et du mode de mise en place
- l'influence de tous les paramètres géométriques

Nous n'incluons pas l'effet de décroissance de la force d'arrachement après pic pour les raisons citées précédemment, puisque nous désirons décrire le comportement des pieux sollicités à l'arrachement, sous charges de service.

3 Le couplage, ou l'interaction sol-structure dans le cas des pieux

Nous examinerons dans un premier temps le mode de traitement du couplage sol-structure en général, puis nous aborderons le cas particulier des pieux sollicités à l'arrachement, pour lequel nous avons fait quelques hypothèses simplficatrices, après quoi nous rappelerons les grands traits des méthodes de calcul classique, dans un but de comparaison.

3.1 le couplage sol-structure en général

Du point de vue du traitement par le calcul, nous avons à résoudre un problème aux limites classiques, auquel sont ajoutées quelques "contraintes" supplémentaires, pour chaque incrément de sollicitation.

Hypothèses et relations générales de la mécanique des milieux continus

- Le domaine de calcul est (D), de frontière (Γ). (D) est constitué par les sous-domaines (D1) (modélisant le sol) et (D2) (représentant la structure), ces deux sous-domaines étant évidemment adjacents le long d'un interface (S) (cf. fig. 3). Si on résoud le problème en déplacement, l'inconnue est le champ de vecteur déplacement $\vec{U}$ (u_i, $i = 1, 2, 3$) défini dans (D).
- Les déformations sont classiquement reliées aux déplacements par la relation.

(1) $$\epsilon_{ij} = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i}\right) \qquad (i, j = 1, 2, 3)$$

La notation $\frac{\partial .}{\partial ..}$ représentant une dérivée partielle.

- On fait l'hypothèse de petites déformations et de petites rotations.
- On suppose l'existence d'une loi de comportement linéaire tangente, fonction de l'espace dans (D) au voisinage des états de contraintes et de déformations précédemment atteints,

(2) $$\sigma_{ij} = C_{ij}^{kl} \cdot \epsilon_{kl} \qquad (i, j, k, l = 1, 2, 3)$$

- Comme dans tout problème statique, les équations de l'équilibre indéfini, sont valables en tout points de (D)

(3) $$\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + f_i = 0 \qquad (i, j = 1, 2, 3)$$

F (f_i, $i = 1, 2, 3$) représente les forces de volume.

- Il existe des conditions aux limites en déplacement sur la partie (Γ_u) de (Γ) :

(4) $$u_i = \overline{u_i} \qquad (i = 1, 2, 3)$$

- Il existe également des conditions aux limites en contraintes sur la partie ($\Gamma\sigma$) de (Γ) :

(5) $$t_i = \sigma_{ij} . n_j = \overline{t_i} \qquad (i, j = 1, 2, 3)$$

Il faut maintenant ajouter à ces hypothèses et équations les éléments spécifiques du couplage.

Hypothèses et relations relatives au couplage sol-structure

Le couplage a lieu au niveau de l'interface (S). C'est un couplage "de surface" dont les effets se manifestent principalement par des déplacements relatifs (correspondant à un couplage).

- Nous considèrerons donc tout d'abord un **critère de découplage** ou de **couplage limite** valable sur (S). Ce critère est généralement exprimé en contraintes :

(6) $$f_l\ (\sigma_{ij}) \leqslant 0 \qquad (i, j = 1, 2, 3)$$

- Nous utiliserons également une **loi de couplage résiduel** modélisant l'interaction subsistant entre le sol et la structure lorsque des déplacements relatifs ont pris naissance sur S : cette loi est généralement elle aussi exprimée en contraintes

(7) $$f_r\ (\sigma_{ij}) = 0 \qquad (i, j = 1, 2, 3)$$

- Compte tenu des déplacements relatifs pouvant intervenir sur (S), il convient de faire l'hypothèse de petits glissements relatifs (si tant est qu'on doive observer des glissements relatifs), de manière à ce que les sollicitations puissent toujours être exprimées en termes de coordonnées initiales.

Résolutions

Nous donnerons un aperçu du mode de résolution (possi-

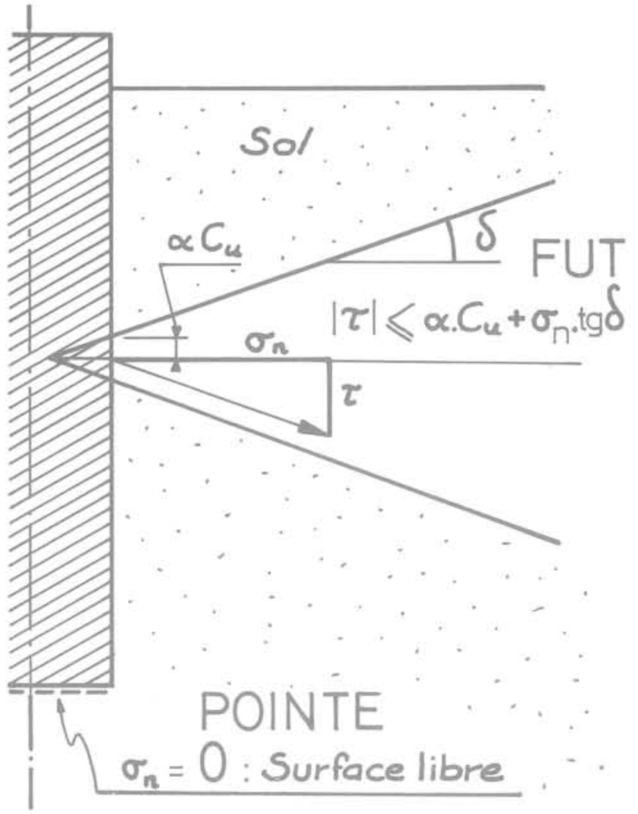


Fig. 4 Modélisation du contact sol-pieu à l'arrachement

ble) au paragraphe 3.2. Du point de vue mathématique, les conditions d'existence, d'unicité et de convergence de la solution du principe variationnel associé au problème incrémental correspondant sont étudiées en détail dans l'ouvrage de Duvaut et Lions [10].

3.2 Cas particulier des pieux sollicités à l'arrachement

Il s'agit du pieu isolé, sous sollicitation monotone : la géométrie est axisymétrique. Dans ce qui suit, l'élément important nous semble être constitué par les phénomènes résultant des propriétés de l'interface (S), aussi avons-nous choisi de prendre une loi rhéologique simple (élasticité linéaire) pour le pieu et pour le sol. L'interface (S) est constitué par le fût et la pointe : voyons comment ces surfaces de contact sont modélisées.

Modélisation du contact sol-pieu

La figure 4 montre les hypothèses choisies pour le fût et pour la pointe.
- Sur le fût, le critère de découplage et la loi de couplage résiduel sont confondus :

(8) $|\tau| \leqslant \alpha.c_u + \sigma_n \,.\, tg\delta$ (sur le fût)

- σ_n et τ étant les composantes normale et de cisaillement du vecteur contrainte sol sur pieu
- δ est l'angle de frottement sol/pieu
- c_u est la cohésion non drainée du sol
- α est un cœfficient de réduction, le produit αc_u représentant l'adhérence non drainée sol pieu
- les conventions de signe sur les contraintes sont celles de la mécanique des sols (contraintes normales positives en compression).
- Sur la pointe, nous admettons que tout se passe comme s'il y avait **décollement** sol-pieu dès le premier incrément d'arrachement ; cette hypothèse de "surface libre" n'est bien sûr valable que pour un arrachement monotone.

(9) $\sigma_n = \tau = 0$ (sous la pointe)

- De plus les déplacements horizontaux du pieu sont supposés nuls (cette hypothèse est mineure)

Réalisation d'un incrément d'arrachement

Pratiquement, la réalisation d'un incrément d'arrachement nécessit 4 étapes.
- La **première étape** consiste en un pas de sollicitation (arrachement) sans découplage possible, ce qui conduit aux champs de déplacements, de déformations et de contraintes indicés 1 :

$$(\vec{u})_1 \,,\, (\epsilon)_1 \,,\, (\sigma)_1$$

- Au cours de la **seconde étape,** on fait une partition de l'interface (S) en ses parties (Sc), (Sg) et (Sd), grâce au critère de couplage limite :

(Sc), correspondant à $|\tau| \leqslant \alpha c_u + \sigma_n.tg\delta$ (10) partie sur laquelle il n'y aura pas de découplage

(Sg), correspondant à $|\tau| > \alpha c_u + \sigma_n.tg\delta > 0$ (11) partie sur laquelle doit avoir lieu un certain découplage, par glissement relatif.

(Sd), correspondant à $\alpha c_u + \sigma_n.tg\delta \leqslant 0$ (12) partie sur laquelle doit avoir lieu un découplage total par décollement (contact non maintenu).

- La **troisième étape** consiste en une détermination des fonctionnelles reliant les variations des contraintes normale et de cisaillement sur l'interface (S), au champ des glissement relatifs sol-pieu sur ce même interface.
- Enfin, la **quatrième étape** conduit au calcul effectif des glissements relatifs par résolution des équations fonctionnelles correspondant à la partition évoquée précédemment.
- Sur (Sc), les déplacements de la structure et ceux du sol sont supposés égaux.

(13) $\vec{u}_{pieu} = \vec{u}_{sol}$

- sur (Sg), on écrit la loi de couplage résiduel exprimée en termes de déplacements.

(14) $|\tau| = \alpha.c_u + \sigma_n.tg\delta$

- Sur (Sd), on écrit les conditions de surface libre, à savoir :

(15) $\sigma_n = \tau = 0$

L'application des glissements relatifs ainsi calculés donne les champs de déplacements, déformations et de contraintes indicés 4 :

$$(\vec{u})_4 \,,\, (\epsilon)_4 \,,\, (\sigma)_4$$

Les champs solution de l'incrément de sollicitations sont obtenus par superposition des champs indicés 1 et 4 (c.f. fig. 5)

(16) $u = (\vec{u})_1 + (\vec{u})_4$ pour les déplacements
(17) $\epsilon = (\epsilon)_1 + (\epsilon)_4$ pour les déformations
(18) $\sigma = (\sigma)_1 + (\sigma)_4$ pour les contraintes

Remarque : Nous venons de traiter ci-dessus le **problème continu.** C'est en fait un problème **incrémental linéarisé** que nous traitons à chaque pas de sollicitation. Ceci conduit en particulier à la résolution d'un petit système linéaire non symétrique pour l'étape 4.

3.3 Remarques sur la méthode classique des cœfficients de raideur

Cette méthode bien connue développée entre autres par Cambefort [6] nous a fourni quelques points de comparaison.

Notons que cette approche suppose la contrainte normale constante sur le fût au cours de l'arrachement ; il n'en est pas ainsi dans bon nombre de cas :
- multicouches
- sollicitations en situation non drainée
- pieux de faible élancement (puits)
- sols présentant la propriété de dilatance

L'expérience montre aussi que la dépendance de la contrainte de cisaillement par rapport au déplacement local du pieu est intéressante mais probablement incomplète, car il semblerait que le déplacement local limite (y_1 chez Cambefort) ne soit pas seulement une caractéristique du sol et de l'état de surface du pieu, mais dépende surtout de la contrainte normale appliquée.

Nous allons maintenant examiner les résultats obtenus grâce à notre modèle numérique de pieu sollicité à l'arrachement, tout d'abord d'une manière générale, puis en observant l'effet de chaque paramètre.

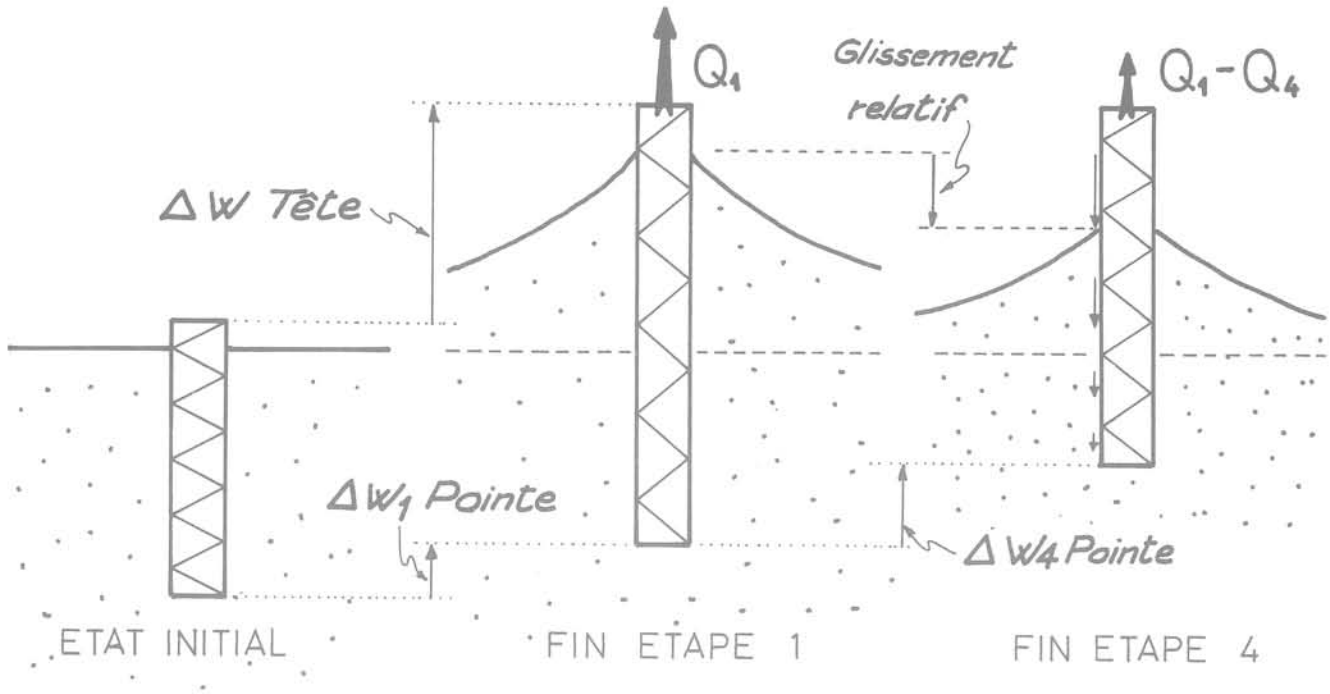


Fig. 5 Les phases 1 (couplage total) et 4 (découplage) du processus d'arrachement

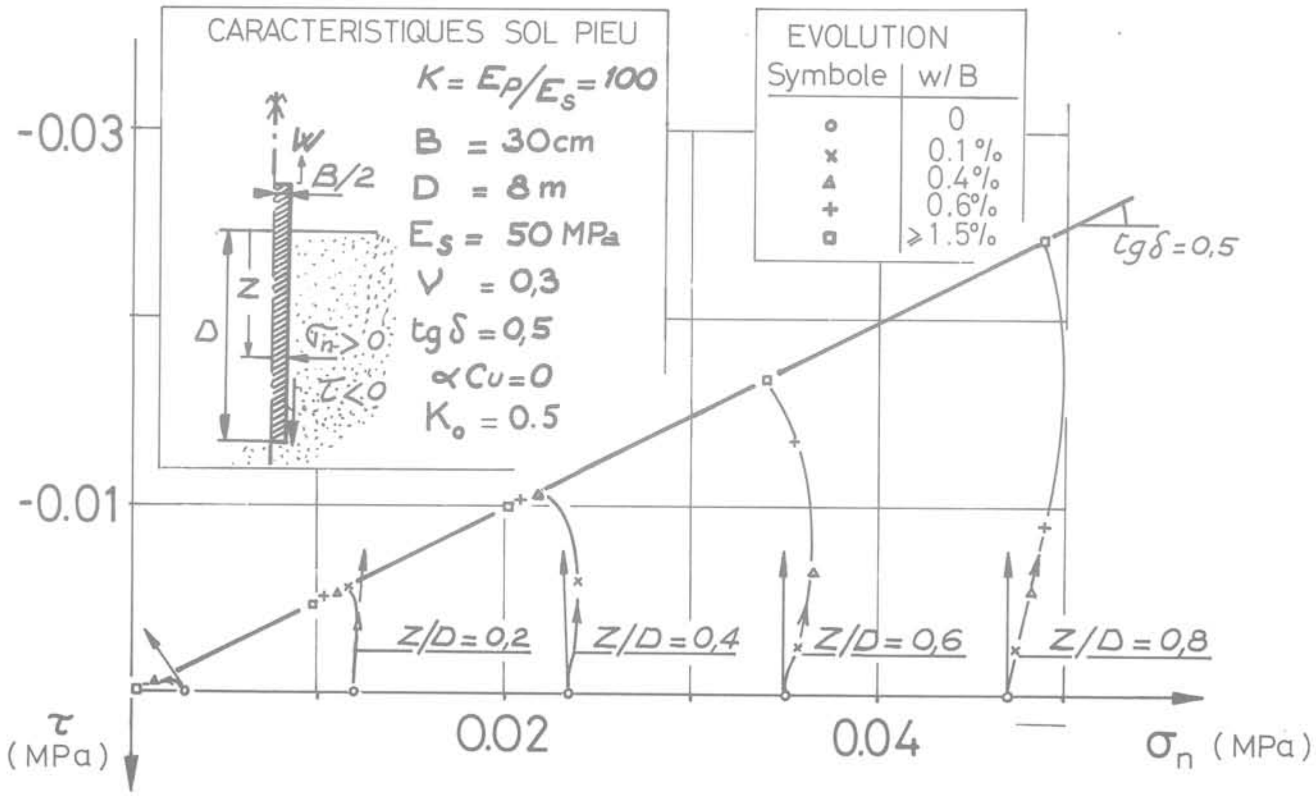
4 Analyse phénomènologique du comportement calculé des pieux à l'arrachement

Les résultats présentés ci-après ont été obtenus selon le processus exposé au paragraphe 3.2, après discrétisation par la méthode des éléments finis en déplacements. Nous rappelons que la loi rhéologique utilisée est l'élasticité linéaire isotrope pour le pieu et pour le sol, tandis que le critère de découplage et la loi de couplage résiduel sont confondus en un seul et même critère de type Coulomb. Il nous a paru intéressant de mettre en parallèle la situation des points de l'interface par rapport au critère de découplage, avec la naissance et l'évolution des glissements relatifs, puis de dégager les grands traits de la mobilisation du frottement latéral.

4.1 Evolution des contraintes et du glissement relatif au contact sol-pieu

Nous avons représenté sur la figure 6 l'évolution des contraintes à diverses cotes le long du fût, pour divers arrachements relatifs, et ceci pour un pieu ancré dans un sol pulvérulent. Nous pouvons remarquer que les vecteurs contraintes n'atteignent pas tous en même temps le critère de découplage : le critère est atteint d'abord en tête, puis progressivement jusque vers la pointe du pieu. Par ailleurs, les contraintes normales commencent par augmenter, puis diminuent pour enfin se stabiliser. Ceci conduit évidemment à un léger pic pour les contraintes de cisaillement. Ce pic est observable sur la figure 7. Bien entendu, dans la réalité, les contraintes normales augmenteraient beaucoup

Fig. 6 Evolution de l'action pieu/sol



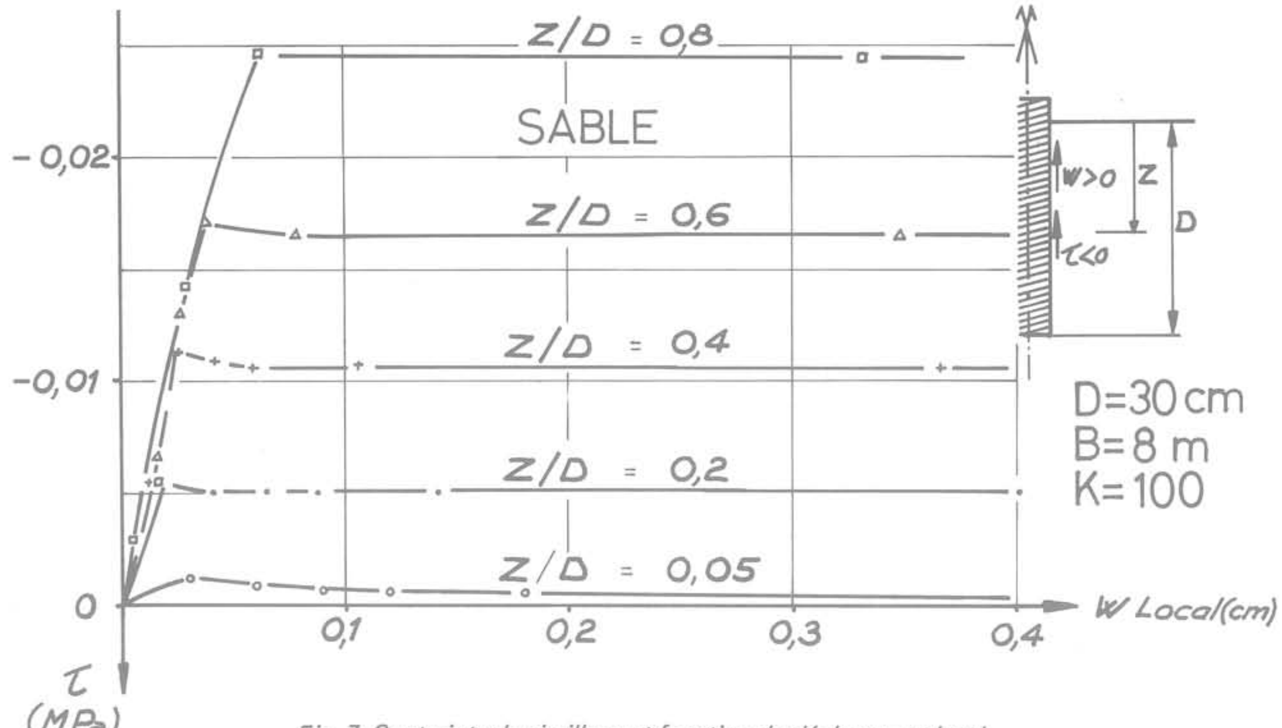


Fig. 7 Contrainte de cisaillement fonction du déplacement local

plus que ne le prévoit l'élasticité avant de décroître, particulièrement pour des sables denses présentant la propriété de dilatance. La figure 7 donne, aux fins de comparaison avec la méthode de Cambefort, l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement local du pieu précédent ; on constate aisément que les pentes avant pic sont très différentes, et que l'abcisse du pic dépend aussi de la profondeur.

La figure 8 est analogue à la précédente, mais concerne un milieu purement cohérent. On voit ici que la profondeur n'intervient pas sur le palier de la contrainte de cisailmlement, ce qui est normal. On constate aussi que les pentes initiales des courbes (τ,w) sont moins dispersées que pour un milieu pulvérulent.

Enfin, la figure 9 donne la relation entre les déplacements du sol et ceux du pieux au contact sol-pieu. Pour le pieu décrit à la figure 6 les glissements relatifs débutent en surface et s'étendent vers la pointe, au rythme du découplage sol-pieu. On tend vers une sorte de régime permanent de glissement pour des arrachements relatifs $(w_P)_T$ /B supérieurs à 1,5% ; en effet, au-delà de cette valeur, le sol ne bouge pratiquement plus.

Ceci nous amène à examiner la mobilisation du frottement latéral.

Fig. 8 Contrainte de cisaillement fonction du déplacement local

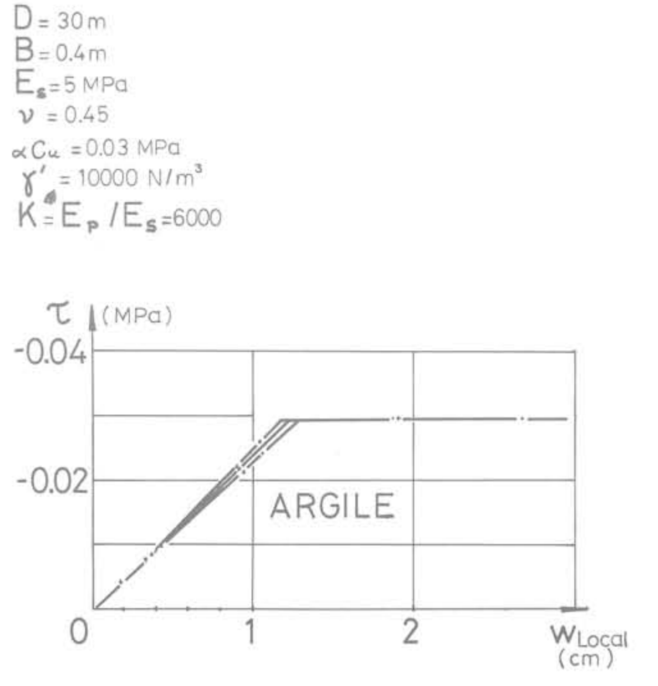
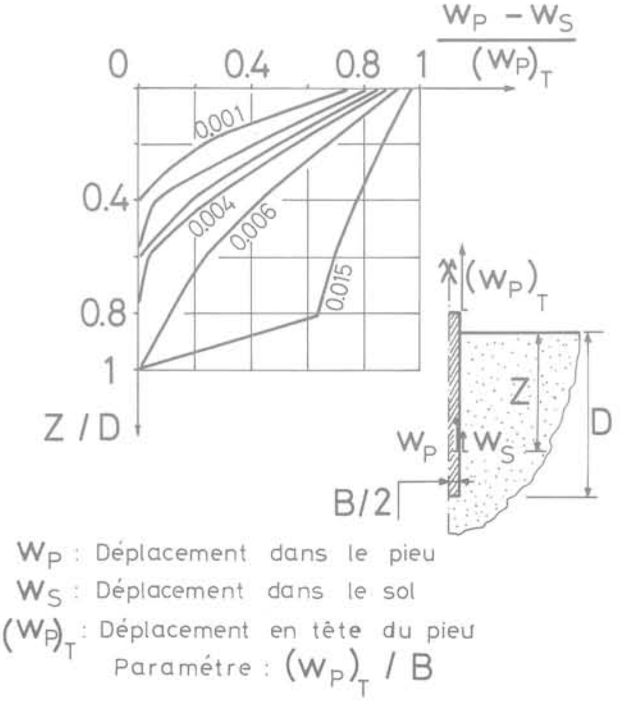


Fig. 9 Déplacements relatifs entre le pieu et le sol (calcul élastique avec glissement)



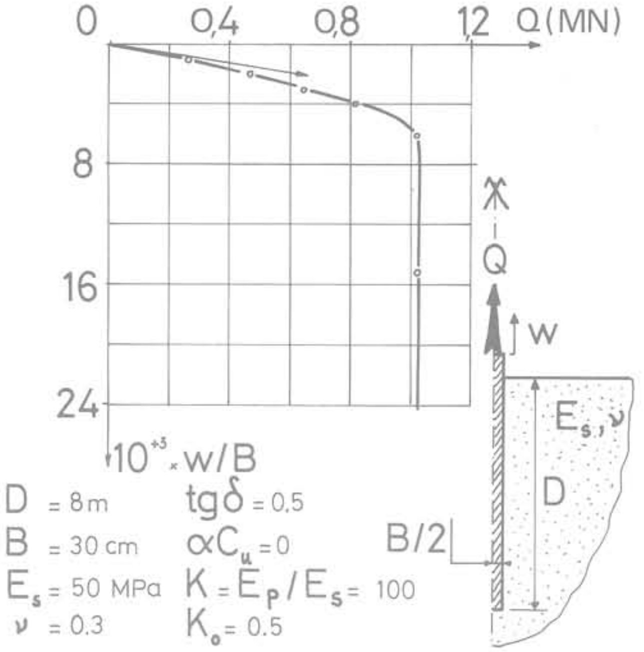


Fig. 10 Courbe effort arrachement (calcul élastique avec glissement)

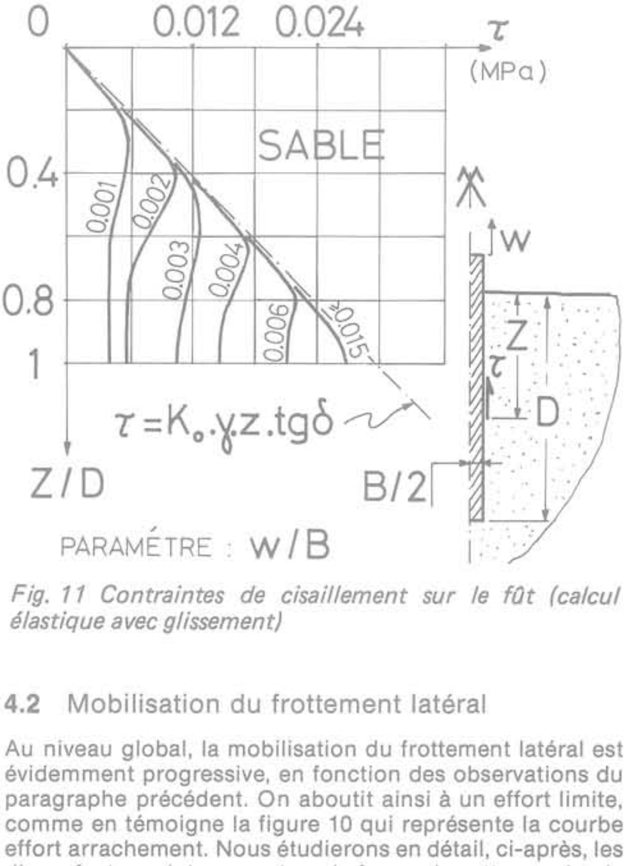


Fig. 11 Contraintes de cisaillement sur le fût (calcul élastique avec glissement)

4.2 Mobilisation du frottement latéral

Au niveau global, la mobilisation du frottement latéral est évidemment progressive, en fonction des observations du paragraphe précédent. On aboutit ainsi à un effort limite, comme en témoigne la figure 10 qui représente la courbe effort arrachement. Nous étudierons en détail, ci-après, les divers facteurs intervenant sur la forme de cette courbe de comportement avant palier, et sur la valeur du palier lui-même. La figure 11 donne l'évolution des contraintes de cisaillement sur le fût du pieu de la figure 6 en fonction de l'arrachement relatif ; on voit que la répartition limite, pour de forts arrachements, est pratiquement

(21) $\tau = K_0.\gamma.z.\text{tg}\delta$

La figure 12 est analogue à la précédente, mais concerne un sol cohérent. Le pieu calculé est celui de la figure 8, pour lequel $\alpha.c_u = 0.03$ MPa. Comme pour les sols pulvérulents, la valeur limite de la contrainte de cisaillement est atteinte d'abord en tête.

Voyons maintenant comment se manifeste l'influence des divers paramètres du sol et du pieu.

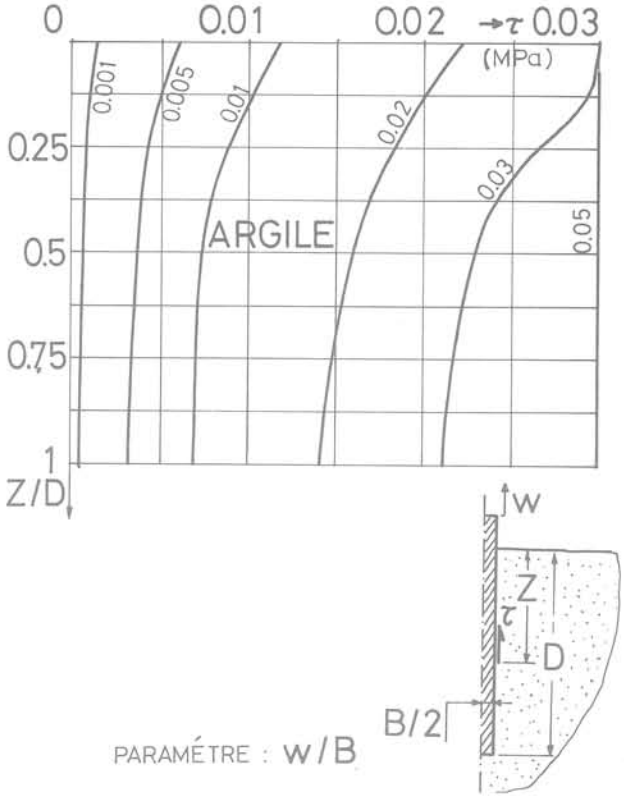


Fig. 12 Contraintes de cisaillement sur le fût (calcul élastique avec glissement)

5 Etudes de l'influence des divers paramètres

Les différents paramètres intervenant sur le comportement calculé du pieu à l'arrachement sont :

- la géométrie du pieu, qu'on peut caractériser par son élancement D/B,
- la compressibilité relative du pieu par rapport au sol qui traduit l'influence de la nature du sol et de la nature du pieu,
- le mode de mise en place du pieu, que l'on peut caractériser en première approximation par la donnée de la répartition initiale des contraintes normales au fût sous la forme

$$\sigma_h = K_0.\gamma.z$$

- la nature des couches rencontrées : sol argileux ou sableux, milieu homogène ou stratifié. Elle influe d'une part sur les paramètres élastiques à prendre en compte, mais aussi sur la loi d'interface entre le sol et le pieu, comme on l'a vu précédemment (frottement maximum en $\alpha.c_u$ ou $K_0.\gamma.z.\text{tg}\delta$).

5.1 Influence de la géométrie du pieu

Dans le cas d'un sable (fig. 13 a), on voit que la pente initiale des courbes force-arrachement n'est pas modifiée par l'augmentation de la longueur du pieu : elle est contrôlée par la valeur du module d'élasticité du sol. Par contre, on vérifie que les paliers calculés (en trait plein) sont différents des paliers déterminés par l'intégration de $\tau = K_0.\gamma.z.\text{tg}\delta$ (en pointillé) du fait, montré figure 6, que les contraintes normales au fût ne restent pas égales à $K_0.\gamma.z$ au cours de l'arrachement.

Dans le cas d'une argile non drainée (fig. 13 b), on peut faire les mêmes observations que pour le sable, mais cette fois-ci la valeur des paliers ne dépend plus des contraintes normales au fût et on a donc une augmentation linéaire de la force maximale d'arrachement avec D (pour B constant).

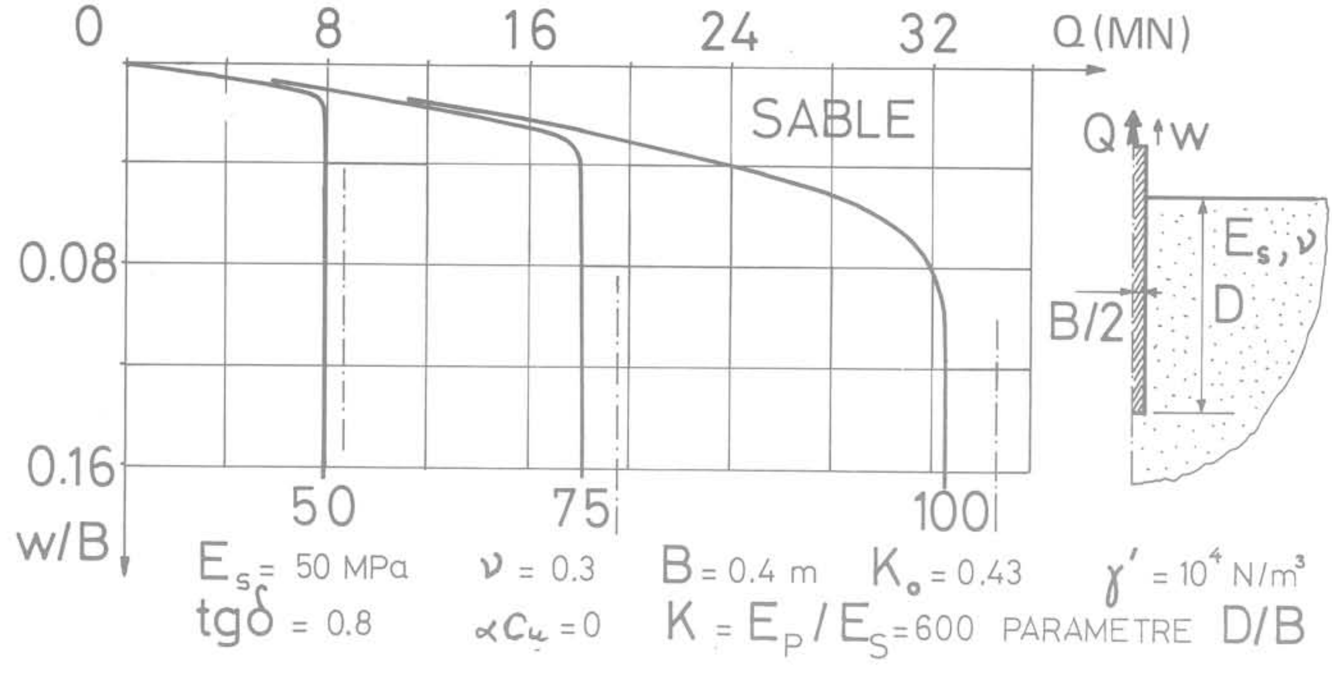


Fig. 13a Influence de l'élancement (calcul élastique avec glissement)

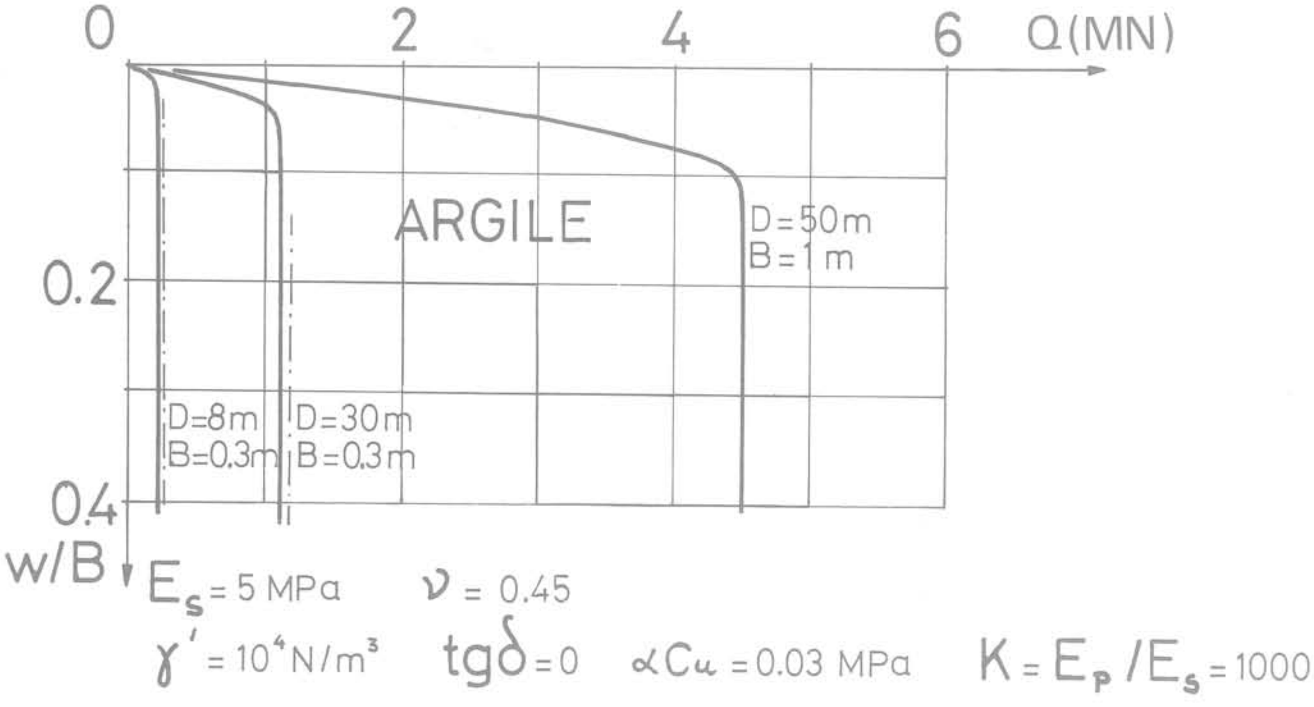


Fig. 13b Influence de l'élancement (calcul élastique avec glissement)

5.2 Influence de la compressibilité relative du pieu par rapport au sol

On la caractérise par le facteur $K = E_{\text{pieu}}/E_{\text{sol}}$. A titre d'exemple, par un pieu métallique dans une argile molle, on aurait K pratiquement infini, pour un pieu en béton dans un sable moyen on aurait K de l'ordre de 600, et pour un pieu métallique tubulaire (ou pieu H) dans un sol dense, K environ égal à 100.

Courbe force-arrachement

On voit figure 14 que la compressibilité du pieu a pour effet d'augmenter la concavité de la courbe force-arrachement, la force limite demeurant inchangée. Ceci est dû :
- d'une part à une allongement élastique du pieu plus grand,
- d'autre part à une apparition plus lente des glissements relatifs sol-pieu dans le cas du pieu compressible, alors que pour le pieu rigide tous les points du fût glissent presque en même temps. La partie linéaire "collée" de la courbe est suivie très rapidement du palier.

Répartition de la charge dans le pieu

On vérifie ces phénomènes figure 15, sur laquelle on a porté la répartition de la charge dans le pieu rapportée à la charge totale en tête, pour les trois compressibilités relatives.
- dans le cas du pieu rigide, la charge se répartit d'emblée tout le long du fût.
- pour le pieu compressible ($K = 100$), le glissement se propage plus progressivement du haut vers le bas.

On voit par exemple que l'extrémité du pieu est mobilisée pour un arrachement d'un dixième de diamètre pour $K = 100$, alors qu'il suffit de un millième de diamètre pour $K = 10^5$.

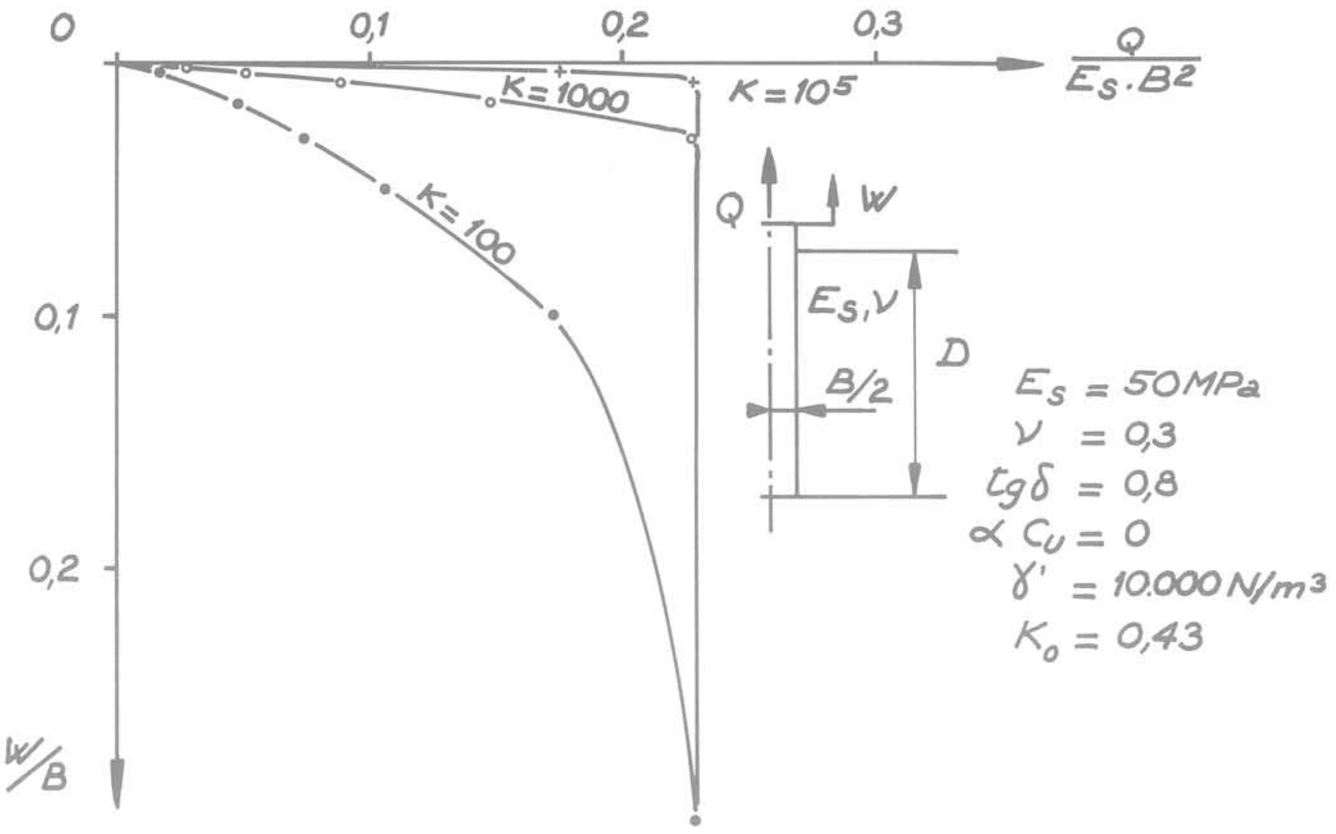
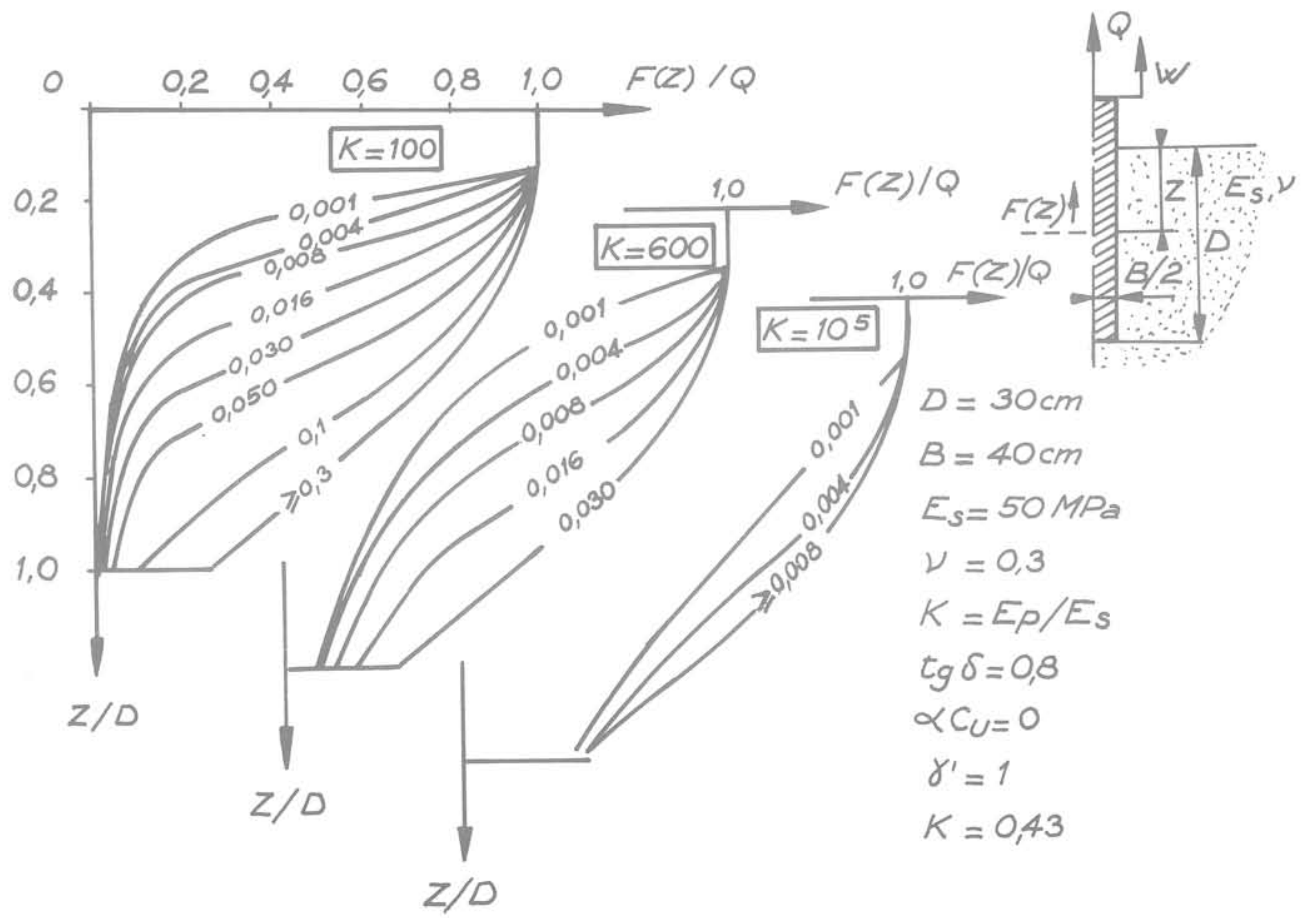


Fig. 14 Influence de la compressibilité du pieu sur la courbe force-arrachement

Fig. 15 Influence de la compressibilité relative sur la mobilisation du frottement



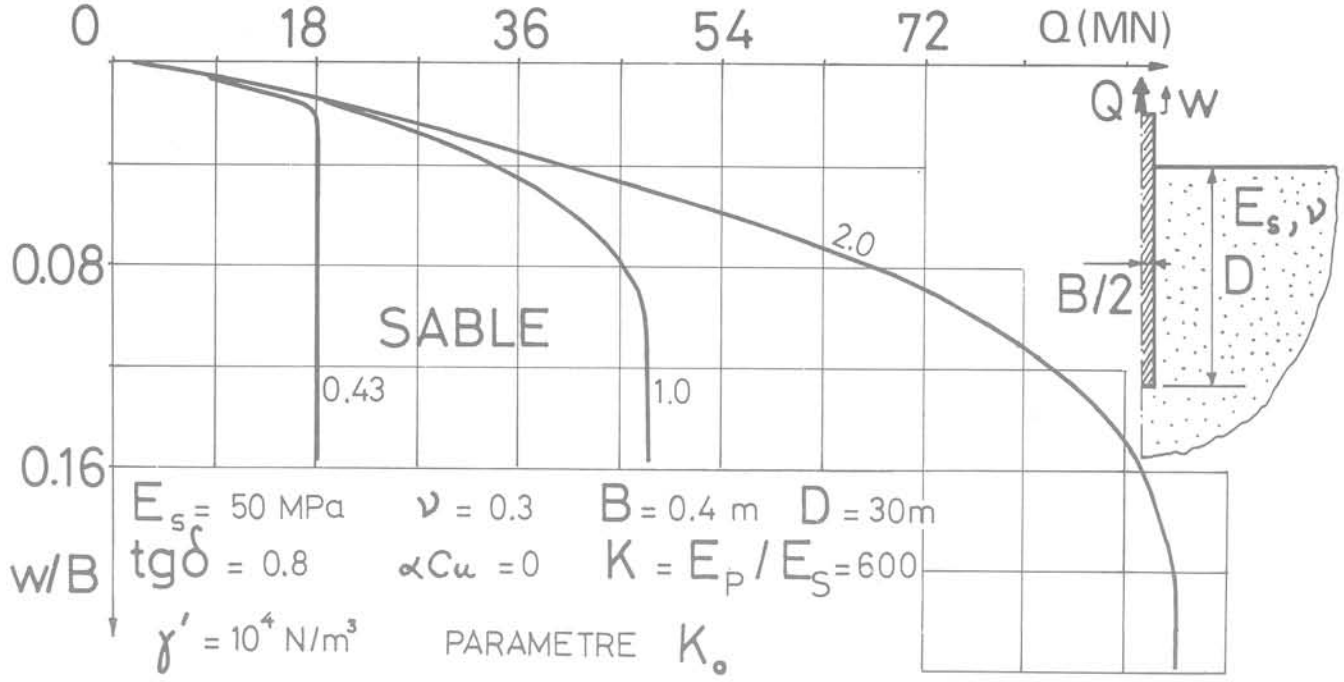


Fig. 16 Influence de K_o (calcul élastique avec glissement)

5.3 Influence du mode de mise en place

La répartition initiale des contraintes normales le long du fût intervient au niveau du critère de découplage entre le sol et le pieu, donc dans la force limite d'arrachement, dans le cas des milieux pulvérulents. Au niveau du calcul, le critère étant exprimé par :

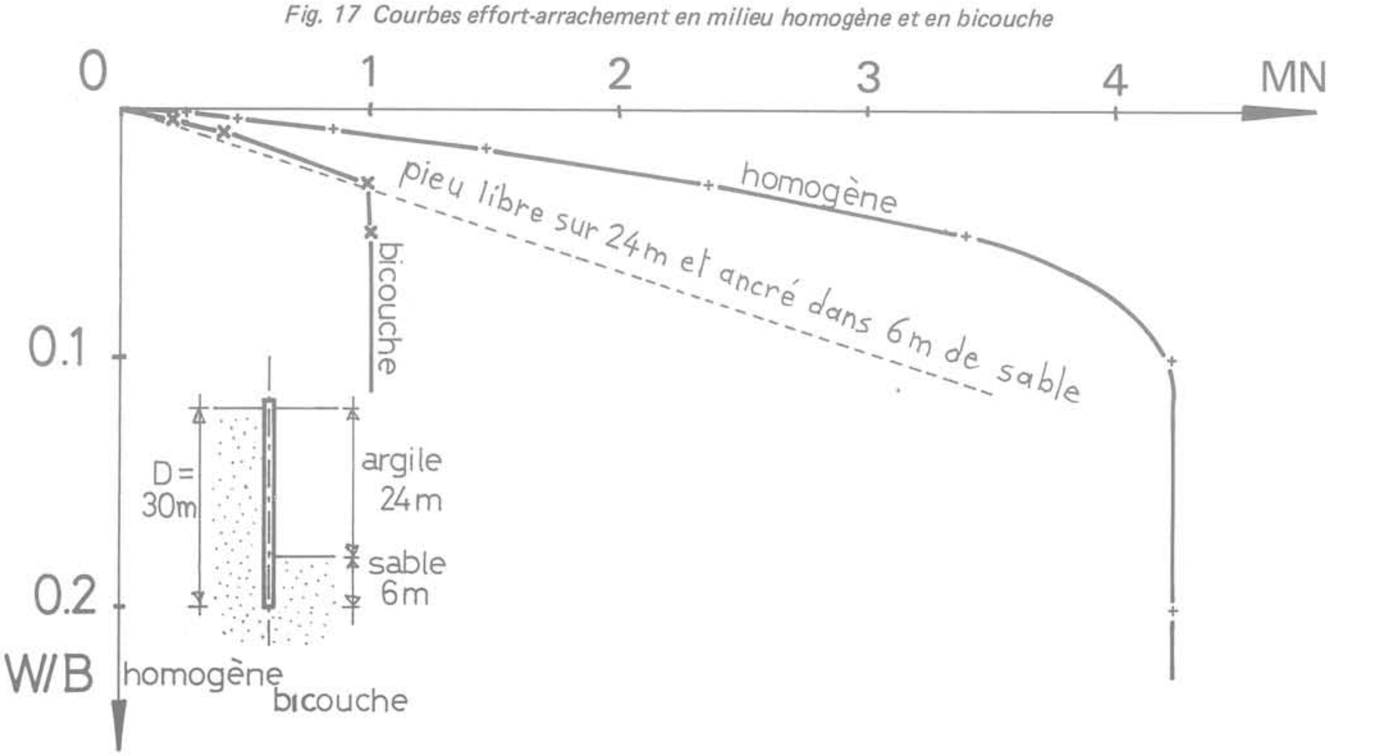
$$\tau_{max} = K_0.\gamma.z.tg\delta$$

les 3 paramètres K_0 (répartition initiales des contraintes normales), γ (densité du sol) et $tg\delta$ (frottement sol-pieu) interviennent de la même façon par leur produit.
La figure 16 représente l'influence de K_0 sur la courbe force-arrachement, γ $tg\delta$ étant constants, pour $K_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$ avec $\nu = 0,3$ (cas d'un pieu "moulé en place"), et $K_0 = 1$ et 2 (cas d'un pieu foncé ou battu). On vérifie que la variation de K_0 ne modifie pas les départs de courbes, mais a seulement pour effet de déplacer le palier dans un rapport qui n'est pas celui des valeurs utilisées, du fait vu précédemment que la contrainte normale au fût ne reste pas égale à $K_0.\gamma.z$ dans le calcul élastique.

5.4 Influence de la nature du sol : cas du bicouche

Nous avons présenté au paragraphe 3 les résultats du calcul en milieu pulvérulent homogène et en milieu cohérent homogène. Le calcul proposé peut sans difficulté s'appliquer au cas d'un sol stratifié. Nous présentons figures 17 et 18 les résultats obtenus pour un pieu de 30 mètres de long, de 40 centimètres de diamètre, traversant une couche d'argile molle de 24 mètres d'épaisseur et ancré de un cinquième de sa hauteur dans une couche de sable. Nous avons pris pour caractéristiques de l'argile E = 5 Mpa et $\alpha.c_u$ = 0,03 MPa, et pour celles du sable E = 50 MPa et $tg\delta$ = 0.8.

Fig. 17 Courbes effort-arrachement en milieu homogène et en bicouche



Courbe force-arrachement

La figure 17 présente la comparaison des courbes force-arrachement dans le cas du sable homogène et dans le cas du bicouche sable-argile.

Il est intéressant de constater dans ce cas que la pente initiale du bicouche diffère peu de celle de la courbe d'extension d'un pieu colonne de 24 mètres de hauteur. Tout se passe donc comme si l'argile ne jouait pratiquement aucun rôle. Ceci peut s'expliquer par les différences de modules entre la couche d'argile et celle du sable. En effet, du fait du fort module du sable, de faibles déplacements mobiliseront rapidement le frottement maximum et produiront un glissement relatif sable-pieu, alors que l'argile qui présente un module dix fois plus faible, admet de plus grandes déformations avant de mobiliser son frottement maximum.

Répartition des contraintes de cisaillement

On vérifie les hypothèses précédentes sur la figure 8 qui montre bien que, tant que le cisaillement maximum n'est pas atteint dans la couche de sable, l'argile n'est pas mobilisée. Une fois que le frottement dans le sable est saturé, on a mobilisation progressive du frottement dans l'argile.

Ces deux figurent mettent en évidence les différences importantes de comportement qui peuvent intervenir entre le milieu homogène et le bicouche.

6 Comparaison calcul-expérience

Nous présentons à la suite un exemple de comparaison entre les résultats du calcul et une des expériences d'arrachement réalisée dans notre cuve à sable.

La cuve est cylindrique, a une profondeur de 2 mètres et un diamètre de 1,50 m. Le sable a été versé autour du pieu de façon à le "mouler" à une profondeur de 1,62 mètres.

Le pieu a un diamètre de 5,5 cm et est formé d'éléments munis de jauges d'extensométrie permettant la mesure des contraintes tangentielles le long du fût et de la contrainte normale en un point du fût.

Le sable a été mis en place à densité faible, voisine de 15000 N/m³.

6.1 Courbe force-arrachement (figure 19)

La courbe expérimentale (en trait plein) présente un courbure assez prononcée et un palier pour une force d'arrachement de 3,3 MN.

Nous avons obtenu la meilleure coïncidence entre les pentes initiales calculée et expérimentale en prenant une valeur de 10 MPa pour le module du sable, ce qui peut paraître faible à priori, mais qui est logique dans le cas de l'essai en cuve. En effet, notre pieu étant moulé à 1,62 m, les contraintes moyennes dans le sable autour du pieu sont très faibles, de l'ordre de 0,01 à 0,02 MPa. Comme on a mesuré par ailleurs au triaxial une variation du module du sable de la forme $E = E_0 \sqrt{\sigma_m}$, il est logique de prendre ici une valeur faible pour E.

En ce qui concerne le palier, comme notre pieu est moulé, on pouvait s'attendre à avoir une valeur de force limite d'arrachement voisine de $\frac{\pi}{2}$ $BD^2K_0\gamma tg\delta$ avec un K_0 de l'ordre de 0,5. En fait, pour avoir coïncidence avec l'expérience il nous a fallu prendre une valeur de K_0 égale à 1,5, très surprenante pour le cas d'un pieu moulé.

Ce phénomène a été éclairé par les mesures de contraintes horizontales sur le fût et au voisinage du pieu que nous avons faites par ailleurs [16]. Ces mesures ont montré que les contraintes normales au fût augmentaient considérablement au cours de l'arrachement, ceci étant dû au phénomène de **dilatance** du sable, très marqué dans le cas de notre cuve puisque les contraintes moyennes sont faibles. Le rapport entre les contraintes normales au fût et verticales augmente donc depuis une valeur K_0 jusqu'à une valeur plus forte, mais en tout cas inférieure au cœfficient de butée axisymétrique.

En résumé, en introduisant les valeurs E = 10 MPa et K = 1,5, le calcul rend bien compte du départ de la courbe et du

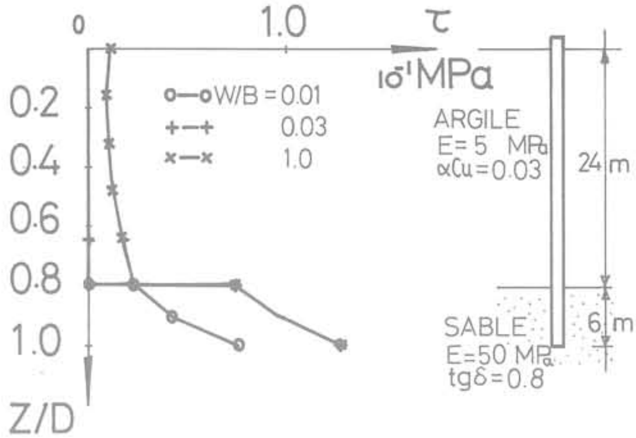


Fig. 18 Pieu dans un bicouche : mobilisation du frottement latéral local

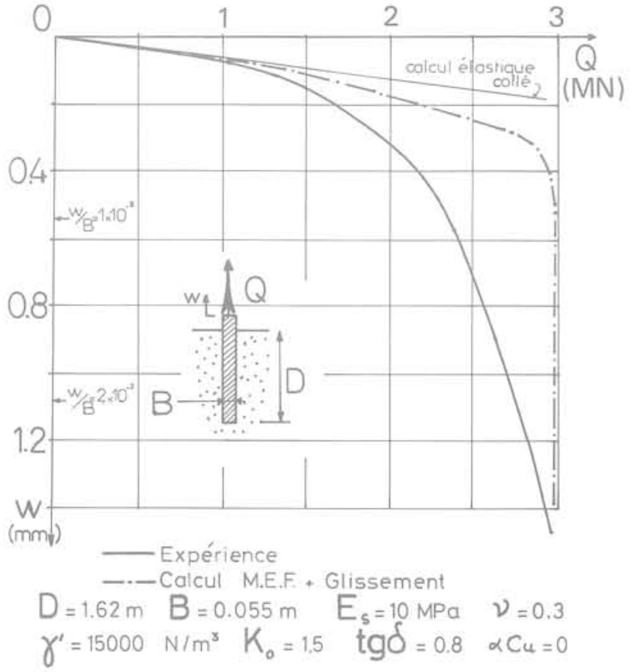


Fig. 19 Comparaison calcul-essai (courbe force-arrachement)

palier. Pour la phase intermédiaire, les courbes expérimentale et calculée présentent une différence car on n'introduit pas ici la dilatance.

Nous avons effectué par ailleurs un calcul prenant en compte cette dilatance en introduisant un rapport σ_h/σ_v variable au cours de l'arrachement et qui permet de suivre de très près la courbe expérimentale [14]. Il faut néanmoins souligner que le phénomène de dilatance, sensible pour des pieux courts, l'est beaucoup moins pour les pieux longs car on a alors des contraintes moyennes fortes le long du pieu et un comportement contractant du sable. Le calcul présenté ici suffit alors pour simuler le comportement du pieu.

6.2 Mobilisation du frottement latéral

La figure 20 présente la comparaison des courbes de répartition des contraintes de cisaillement le long du fût, mesurés (en trait fort), et calculée (en trait fin) pour différents arrachements relatifs W/B.

Les courbes expérimentales présentent une certaine imprécision car la valeur de τ est obtenue par différence de la charge dans le pieu mesurée à deux endroits voisins. On met néanmoins en évidence la propagation du glissement vers la pointe du pieu, la répartition finale de τ étant voisine de K.γ.z.tgδ avec K = 1,5. Le calcul rend bien compte de cette progression.

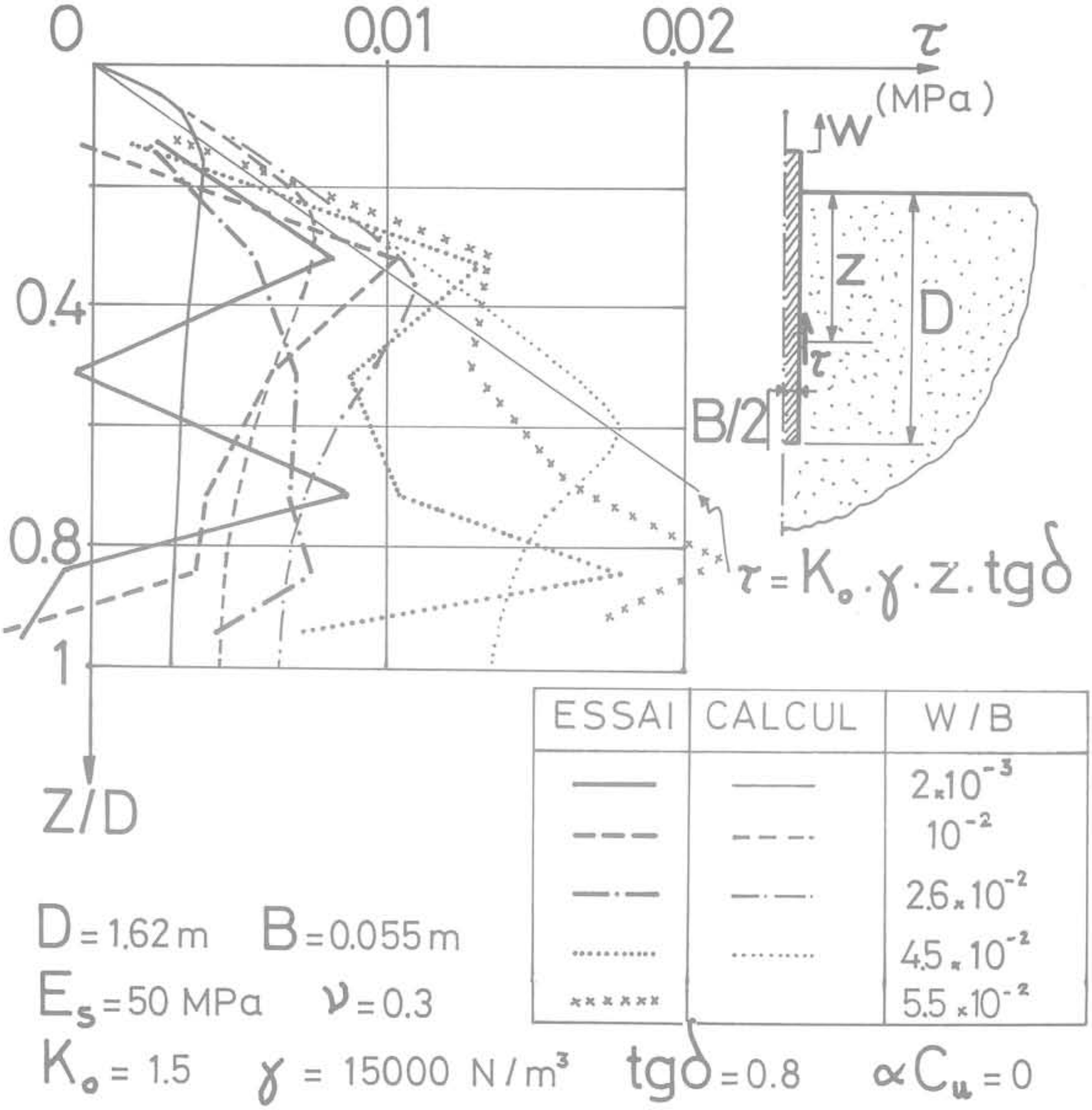


Fig. 20 Comparaison calcul-essai (contraintes de cisaillement sur le fût)

7 Comparaison du calcul avec les méthodes classiques

Il nous a semblé intéressant de situer notre calcul par rapport aux méthodes classiques, en particulier à la méthode utilisant la règle de mobilisation du frottement latéral de M. Cambefort.

Pour celà, nous avons étudié les courbes de mobilisation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement local du pieu, telles celles représentées figures 7 et 8. Nous avons vu dans la troisième partie que, du fait de l'évolution des contraintes normales, ces courbes ne présentent pas toutes la même pente à l'origine, ni des paliers égaux à $K_0.\gamma.z.tg\delta$. On a donc une différence avec la méthode classique qui suppose lorsqu'il n'y a pas de seuil de contrainte, un départ de courbe du type

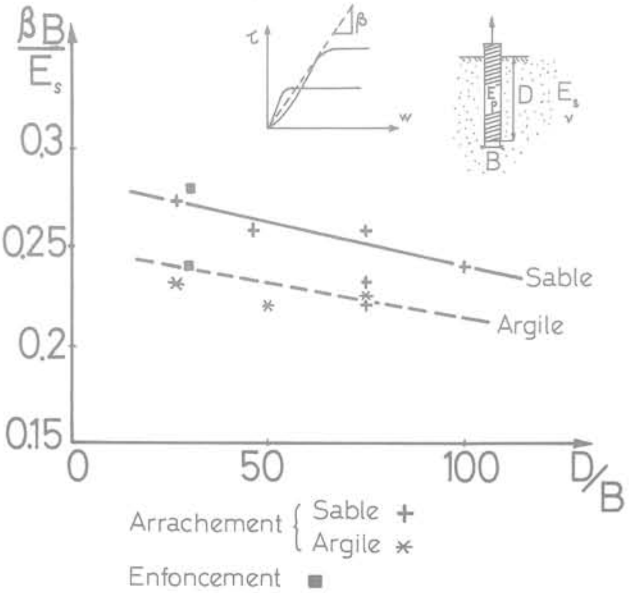
$$\tau = \beta.w$$

avec β constant le long du pieu

Néanmoins, dans un but de comparaison, nous avons tenté de déterminer une pente moyenne des courbes calculées pour un type de pieu, et différents Z/D comme par exemple figure 7. On obtient ainsi l'équivalent du cœfficient β défini ci-dessus.

Nous avons regroupé, pour tous nos calculs, l'ensemble des valeurs de β définies de cette manière, aussi bien dans le cas de l'enfoncement que le cas de l'arrachement, et nous les avons exprimées sous la forme adimensionnelle $\frac{\beta B}{E}$

Fig. 21 Pente moyenne des courbes de mobilisation du frottement



La figure 21 synthétise les résultats obtenus, en présentant les valeurs de $\frac{\beta B}{E}$ en fonction de D/B, pour différentes valeurs des autres paramètres du problème, comme K_0 et E_p/E_s.

On peut noter que, pour tous nos calculs, nous avons obtenu pour valeur de la pente moyenne β :

- pour l'argile $1,1 < \beta < 3,85$ MPa/m
- pour le sable $27,6 < \beta < 45,5$ MPa/m

Dans le cas de l'enfoncement dans un sable, nous avions obtenu

$$24 < \beta < 28 \text{ MPa/m}$$

Exprimée sous la forme adimensionnelle, on obtient, pour tous nos calculs :

$$0,22 < \frac{\beta B}{E_s} < 0,29$$

On voit donc que le facteur $\frac{\beta B}{E_s}$ varie relativement peu avec les paramètres du problème. On peut constater simplement que l'augmentation de D/B entraîne une légère diminution de ce facteur, que K_0 n'a guère d'influence et que l'augmentation de la rigidité relative du pieu entraîne une diminution de $\beta B/E_s$. Par contre pour un pieu compressible, l'éventail des courbes $\tau = f$ (w) autour de la pente moyenne est beaucoup plus large et explique les différences observées sur la courbe charge-tassement, et donc les limitations que comporte l'assimilation de cet éventail à une droite unique.

Le peu de variation de $\frac{\beta B}{E_s}$ montre néanmoins comment on peut facilement relier le paramètre β de Cambefort au module du sol et à la géométrie du problème. Les valeurs trouvées sont d'ailleurs en accord avec celles trouvées expérimentalement par MM Cambefort [6], Baguelin [1] et Cassan [7] à l'enfoncement, et Gouvenot à l'arrachement.

8 Conclusion

L'intérêt du calcul présenté est que, tout en utilisant un modèle numérique simple, l'introduction d'une loi d'interface correcte entre le sol et le pieu permet de bien rendre compte des phénomènes observés expérimentalement, et d'être en concordance avec les méthodes classiques. On peut envisager à partir de là la systématisation de ces calculs ainsi que leur extension au cas de conditions aux limites complexes, comme les bicouches ou multicouches, et prévoir ainsi de façon raisonnable le comportement des pieux à l'arrachement.

Références Bibliographiques

[1] BAGUELIN, BUSTAMANTE, FRANK, JEZEQUEL - *Capacité portante des pieux.* Annales de l'ITBTP, n° 330, juillet-août 75.

[2] M. BOULON et al - *Tassement et force portante limite des pieux en milieu pulvérulent.* 6e Congrès Européen de Mécanique des Sols et travaux de fondations. Vienne, Vol. 1.2. p. 377, 1976

[3] M. BOULON et al. - *Comportement d'un écran et d'un pieu. Expérience et calcul* - 9e ICSMFE, Tokyo, 1977.

[4] M. BOULON, J. DESRUES, P. FORAY - *Calcul des pieux : tassements sous charge de service, frottement négatif.* Revue Française de Géotechnique, n° 5, octobre 1978.

[5] M. BOULON et al. - *Soil-structure coupling-non linear rheological relation-ships and boundary conditions in soil mechanics.* Int. Journ. of Computers and Structures, à paraître en 1978.

[6] H. CAMBEFORT - *Essai sur le comportement en terrain homogène des pieux isolés et des groupes de pieux.* Annales de l'ITBTP, n° 204, décembre 1964.

[7] M. CASSAN - *Essais in-situ en Mécanique des Sols.* Tome 2, Applications et méthodes de calculs, Eyrolles édit.

[8] W.R. COX and L.C. REESE - *Pullout tests of gronted piles in stiff clay.* Eighth offshore Technology Conference, Houston, Texas, May 3-6, 1976, paper number OCT 2473.

[9] J. DESRUES - *Contribution à l'étude du tassement des fondations profondes.* Thèse de D.I., USMG, Grenoble 1977.

[10] G. DUVAUT, J.-L. LIONS - *Les inéquations en mécanique et en physique.* DUNOD, (Paris, 1972).

[11] P. FORAY - *Contribution à l'étude des tassements et de la force portante des pieux.* Thèse de DI, USMG, Grenoble, janvier 1972.

[12] P. FORAY et A. PUECH - *Influence de la compressibilité sur la force portante à la rupture des pieux en milieu pulvérulent.* Annales de l'ITBTP, série Sols et fondations, n° 334, décembre 1975.

[13] GABAIX, BUSTAMANTE, GOUVENOT - *Essais de pieux scellés par injection sous pression.* Annales ITBTP, n° 331, Sept. 1975.

[14] M. GRESILLON - *Etude des fondations profondes en milieu pulvérulent.* Thèse de DI, USMG, (Grenoble, 1970).

[15] A. PUECH - *De l'influence de la compressibilité sur la force portante limite des fondations profondes.* Thèse de 3e cycle, USMG, Grenoble, mai 1975.

[16] A. PUECH, P. FORAY, M. BOULON, J. DESRUES - *Comportement et calcul des pieux à l'arrachement. Application aux structures marines.* Communication au VIIe Congrès Européen de Mécanique des Sols, Brighton 1979.

[17] A. ZINEBI - *Contribution à l'étude des problèmes à symétrie de révolution par la méthode des éléments finis.* Thèse de DI, USMG, Grenoble, juin 1975.