

REPUBLIQUE DU SENEGAL.

UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP DE DAKAR.



ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE.  
Centre de THIES.

DEPARTEMENT GENIE CIVIL.

# PROJET DE FIN D'ETUDES.

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR DE CONCEPTION.

---

Titre :

**« Fondations Profondes –  
Dimensionnement et conception d'un  
programme de calcul. »**

Auteur : D. Gildas Sleeve MONTCHO

Directeur : Professeur Ibrahima Khalil CISSE

Juillet 2005



Je rends grâce à Dieu et dédie ce travail :

- ✠ À mon père, pour ta disponibilité et tes précieux conseils.
- ✠ À ma mère, pour son soutien maternel inconditionnel.
- ✠ À mes frère et sœur, sur qui j'ai toujours pu compter.
- ✠ À celle qui partage mes joies et peines.
- ✠ À toute la promotion 2004-2005 de l'ESP Thiès.
- ✠ À tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.
- ✠ À tous ceux qui me sont chers.

## **REMERCIEMENTS.**

Nous exprimons nos sincères remerciements à toutes les personnes qui, de près ou de loin, de par leurs actes ou leurs conseils, ont contribué à la réalisation de ce projet.

Nous tenons à remercier en particulier :

- Notre Directeur interne, M. Ibrahima Khalil CISSE, Professeur de géotechnique des universités au département génie civil de l'Ecole Supérieure Polytechnique de Thiès pour sa grande disponibilité et ses conseils avisés.
- M. Ismaïla GUEYE, Docteur en Mécanique des sols, professeur à l'EIER de Ouagadougou, pour sa disponibilité et sa promptitude à nous fournir des indications importantes.
- Tout le corps professoral de l'Ecole Supérieure Polytechnique de Thiès.
- Toute la promotion 2004-2005 de l'ESP Thiès et tous ceux qui nous ont soutenu, conseillé et encouragé tout au long de ce projet de fin d'études.

Nous vous réitérons notre profonde gratitude.

## SOMMAIRE.

Vu l'importance que revêt le calcul de la capacité portante d'un sol dans la stabilité d'un ouvrage, l'inadéquation des fondations superficielles pour les ouvrages sur certains types de sols et la rareté des programmes de calcul de fondations profondes, ce projet de fin d'études s'est donné pour but l'étude des fondations profondes, leurs différentes méthodes de dimensionnement et la conception d'un programme de calcul.

Les différentes méthodes de dimensionnement des fondations profondes présentées sont basées sur la détermination de la pression limite.

On peut classer les fondations profondes en deux groupes, les pieux battus et les pieux forés.

La capacité portante des pieux battus peut être calculée par plusieurs formules mais nous en avons présenté deux :

- la formule des Hollandais,
- la formule de Crandall.

Pour le calcul de la capacité portante des pieux forés, nous nous sommes intéressés à :

- la méthode statique ( $C - \phi$ ), à partir des essais au laboratoire,
- la méthode au pénétromètre,
- la méthode au pressiomètre Ménard.

Les pieux étant généralement battus ou forés par groupe, l'effet de groupe est un phénomène important qui a été pris en compte dans la présente étude.

Les dispositions constructives à respecter pour une bonne conception et exécution des fondations profondes ont été présentées.

Le programme de calcul a été conçu en langage C++ (Borland C++ Builder) et fonctionne sous le système d'exploitation WINDOWS. Il permet de calculer la capacité portante d'une fondation profonde en sol supposé homogène en entrant les données requises au clavier.

**Mots clé** : capacité portante, frottement latéral, frottement négatif, pression limite, groupe de pieux, pieux inclinés.

## TABLE DES MATIERES.

DEDICACES.....	i
REMERCIEMENTS.....	ii
SOMMAIRE.....	iii
TABLE DES MATIERES.....	iv
LISTE DES ANNEXES.....	vii
LISTE DES FIGURES.....	viii
LISTE DES TABLEAUX.....	viii
LISTE DES ABREVIATIONS.....	x
LISTE DES UNITES ET SYMBOLES.....	xi
INTRODUCTION.....	1

### CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LES FONDATIONS.

I – DEFINITION.....	2
II – TYPES DE FONDATIONS – FONDATIONS SUPERFICIELLES.....	2
1 – Les fondations superficielles – Définition.....	2
2 – Notion de capacité portante et de tassement.....	3
3 – Méthodes de calcul de la capacité portante.....	4
3-1 – La méthode calcul « C-φ ».....	4
3-2 – La méthode du pénétromètre dynamique.....	6
3-3 – La méthode du pressiomètre Ménard.....	8
3-3-1 – Calcul de la pression limite $q_1$ .....	8
3-3-2 – Capacité portante des fondations qd sous charge verticale centrée.....	10

### CHAPITRE 2 : DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS PROFONDES.

I – GENERALITES SUR LES FONDATIONS PROFONDES.....	11
1 – Définition.....	11
2 – Typologie des pieux.....	13
2-1 – Pieux préfabriqués en béton armé.....	14
2-2 – Pieux exécutés <i>in situ</i> .....	14
3 – Classification des pieux selon Terzaghi et méthodes de calcul des pieux.....	14
3-1 – Pieux flottants dans un sol à gros grains, très perméable.....	14
3-2 – Pieux flottants dans un sol à grains fins de faible perméabilité.....	15
3-3 – Pieux chargés en pointe.....	15
4 – Notion de ligne de rupture et fonctionnement d'un pieu.....	15
II – CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS PROFONDES.....	17
1 – Formules de battage.....	18
1-1 – Généralités.....	18
1-2 – Formule des Hollandais.....	19
1-3 – Formule de Crandall.....	19
2 – Détermination de la charge portante par les formules statiques.....	19
2-1 – Expression générale de la force portante $Q_1$ .....	20
2-1-1 – Pression limite et résistance limite sous la pointe.....	20
2-1-2 – Frottement latéral.....	22
3 – Calcul de la charge portante $Q_1$ à partir de l'essai au pressiomètre.....	24

3-1 – Contrainte limite de pointe $q_p$ et résistance limite de pointe $Q_p$ .....	24
3-2 – Frottement latéral $Q_f$ .....	26
4 – Calcul de la charge portante $Q_l$ à partir de l'essai au pénétromètre .....	27
4-1 – Contrainte limite $q_p$ sous la pointe .....	28
4-2 – Frottement latéral unitaire limite .....	30
5 – Charge admissible nette $Q_{ad}$ d'un pieu foré .....	30
6 – Pieux sollicités en compression ou en traction .....	31
7 – Tassement d'un pieu isolé .....	32
III – GROUPE DE PIEUX .....	33
1 – Comportement d'un groupe de pieux .....	33
2 – Sécurité vis-à-vis de la rupture du groupe de pieux .....	35
3 – Tassement d'un groupe de pieux .....	35
IV – FROTTEMENT NEGATIF SUR LES PIEUX .....	38
1 – Description du phénomène .....	38
2 – Méthode de calcul .....	39
2-1 – Valeur maximale du frottement négatif .....	39
2-2 – Description et prise en compte du phénomène d'accrochage .....	39
2-3 – Application pratique .....	41
2-3-1 – Valeurs de $K \cdot \tan \delta$ .....	41
2-3-2 – Cas particuliers .....	42
2-3-3 – Détermination de la position du point neutre .....	42
2-3-4 – Choix de la méthode .....	42
3 – Frottement négatif sur les pieux d'un groupe .....	42
V – EFFORTS HORIZONTAUX ET PIEUX INCLINES .....	44
1 – Pieux exécutés en place .....	45
2 – Pieux battus .....	45
VI – JUSTIFICATIONS ET DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES .....	47
1 – Capacité portante ou force portante .....	47
1-1 – Force portante limite $Q_l$ .....	47
1-2 – Force portante admissible .....	47
2 – Type de pieux .....	47
3 – Dimensions et inclinaison .....	48
3-1 – Diamètre .....	48
3-2 – Longueur .....	48
3-3 – Inclinaison .....	48
4 – Disposition en plan d'un groupe de pieux .....	48
5 – Démarche à suivre pour une étude de fondations profondes .....	49

### **CHAPITRE 3 : PROGRAMME DE CALCUL FONDPRO.**

I – PRESENTATION DU PROGRAMME FONDPRO .....	50
II – MANUEL D'UTILISATION .....	51
1 – Aperçu du programme FondPro 1.0 .....	51
2 – Méthode de Crandall et Méthode des Hollandais .....	52
3 – Méthode C-phi .....	52
III – QUELQUES EXEMPLES TRAITES .....	54
1 – Calcul du frottement négatif sur un pieu .....	54
2 – Calcul de la charge admissible nette d'un pieu .....	54
2-1 – Terme de pointe .....	55

2-1-1 – Méthode 1.....	55
2-1-2 – Méthode 2.....	55
2-2 – Terme de frottement.....	56
2-3 – Force portante du pieu isolé.....	56
2-4 – Force portante du groupe de pieux.....	56
CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS.....	58
BIBLIOGRAPHIE.....	60

## LISTE DES ANNEXES.

### **Chapitre 1 :**

Annexe 1.1 : Valeurs des facteurs de portance $N_q$ , $N_c$ , $N_r$ , $K$ pour les fondations superficielles. .....	61
Annexe 1.2 : Valeurs de $c$ et $\varphi$ en fonction du type de sol.....	62
Annexe 1.3 : Pénétrètres de types A et B (schéma de principe). ....	63
Annexe 1.4 : Pressiomètre et Sonde du type G. ....	64

### **Chapitre 2 :**

Annexe 2.1 : Paramètres de calculs des fondations profondes : $D_{max}$ , $N_{qmax}$ , $N_{cmmax}$ , $K$ et $\delta$ .....	65
Annexe 2.2 : Valeur de $\beta$ et $q_{f_{max}}$ d'après le fascicule 62. ....	66
Annexe 2.2 : Valeur de $\mu$ pour un groupe illimité de pieux.....	66
Annexe 2.3 : Valeur du Coefficient de portance $K_p$ pour l'essai pressiométrique par Ménard. .....	67
Annexe 2.4 : Détermination du frottement latéral unitaire $q_l = q_s$ en fonction de la pression limite $P_1$ et du type de sol.....	68
Annexe 2.5 : Détermination des coefficients $k$ et $\alpha$ pour l'essai pénétrométrique ( $q_l = k \cdot q_c$ et $q_s = \frac{q_c}{\alpha}$ ).....	69

### **Chapitre 3 :**

Annexe 3.1 : Exemple de calcul avec la formule de Crandall. ....	70
Annexe 3.2 : Exemple de calcul par la méthode C- $\varphi$ .....	72
Annexe 3.3 : Valeurs du coefficient d'adhésion ou adhérence. ....	73



## LISTE DES FIGURES.

### **Chapitre 1 :**

Figure 1.1 : Différents types de fondations superficielles.....	3
Figure 1.2 : Courbe de tassement. ....	4
Figure 1.3 : Différents cas de chargement. ....	6
Figure 1.4 : Courbe pressiométrique. ....	9

### **Chapitre 2 :**

Figure 2.1 : fondation profonde.....	12
Figure 2.2 : Profondeur critique et résistance de pointe. ....	13
Figure 2.3 : Schéma de fonctionnement d'un pieu.....	16
Figure 2.4 : Force portante d'un pieu.....	17
Figure 2.5 : Comportement général d'un pieu isolé soumis à une charge verticale. ....	20
Figure 2.6 : Courbes de frottement latéral.....	26
Figure 2.7 : Résistance de pointe équivalente. ....	29
Figure 2.8 : Action d'un groupe de pieux en profondeur.....	34
Figure 2.9 : Pile fictive.....	35
Figure 2.10 : Calcul du tassement d'un groupe de pieux. ....	36
Figure 2.11 : Pieux chargés en pointe dans un massif de sable. ....	36
Figure 2.12 : Frottement négatif sur un pieu. ....	38
Figure 2.13 : Effet d'aecrochage. ....	40
Figure 2.14 : Position des pieux. ....	43
Figure 2.15 : Pieu incliné chargé axialement. ....	45
Figure 2.16 : Disposition avec une file de pieux travaillant à l'arrachement.....	46

### **Chapitre 3 :**

Figure 3.1 : Interface du programme FondPro 1.0.....	50
Figure 3.2 : Ecran de saisie des données pour la méthode de Crandall. ....	52
Figure 3.3 : Ecran de saisie des données pour la méthode C- $\phi$ .....	53
Figure 3.4 : Exemple 1 – Calcul du frottement négatif sur un pieu. ....	54
Figure 3.5 : Exemple 2 – Calcul de la charge admissible nette d'un pieu. ....	55
Figure 3.6 : Groupe de pieux.....	56

## **LISTE DES TABLEAUX.**

Tableau 2.1 : Valeurs de $\lambda$ en fonction du sol et de la forme de la fondation.....	12
Tableau 2.2 : Valeurs du coefficient $\beta$ pour quelques pieux.....	22
Tableau 2.3 : Valeurs de $K$ et $\varphi_a$ pour quelques pieux en fonction de $\varphi$ .....	23
Tableau 2.4 : Valeurs de $k_p$ selon le fascicule 62.....	25
Tableau 2.5 : Choix de la courbe de frottement latéral.....	27
Tableau 2.6 : Valeurs de $k_c$ selon le fascicule 62.....	28
Tableau 2.7 : Catégories conventionnelles de sols.....	29
Tableau 2.8 : Charges admissibles en traction $Q_{\min}$ et en compression $Q_{\max}$ .....	31
Tableau 2.9 : Valeurs de $K \cdot \tan \delta$ .....	41
Tableau 2.10 : Efforts horizontaux admis pour les pieux verticaux.....	44

## **LISTE DES ABREVIATIONS.**

**DTU** : Documents Techniques Unifiés.

**ELS** : État Limite de Service.

**ELU** : État Limite Ultime.

**BAEL** : Béton Armé aux États Limite.

## **LISTE DES UNITES ET SYMBOLES.**

$N_q$  : facteur de portance de la capacité portante (terme de profondeur)

$N_c$  : facteur de portance de la capacité portante (terme de cohésion)

$N_\gamma$  : facteur de portance de la capacité portante (terme de surface)

$\Phi$  : Angle de frottement ou diamètre.

$\gamma$  : poids volumique.

$q_d$  : capacité portante brute d'une fondation

$q_{ad}$  ou  $q_{adm}$  : capacité portante admissible d'un sol.

$q_d'$  : capacité portante nette d'un sol.

$Q_{ad}$  : Charge admissible d'un sol.

**N** : le Newton, unité de force.

**kN** : le kilo Newton (1 kN = 1000 N)

**Pa** : le Pascal, unité de contrainte ou de pression (1 Pa = 1 N/m<sup>2</sup>)

**kPa** : le kilo Pascal (1 kPa = 1000 Pa,)

**kN/m<sup>3</sup>** : le kilo Newton par mètre cube (1 kN/m<sup>3</sup> = 1000 N/m<sup>3</sup> = 0.1 tonne)

**MPa** : le Méga Pascal (1 Mpa = 10<sup>6</sup> Pa).

**m** : masse ou mètre.

**m<sup>2</sup>** : unité de surface, le mètre carré.

**g** : accélération de la pesanteur.

**s** : seconde, unité de temps.

**e** : excentricité ou épaisseur.

**H** ou **h** : hauteur

**B** ou **b** : largeur, épaisseur ou diamètre.

**L** ou **l** : longueur ou largeur.

**D** ou **d** : Diamètre.

$\alpha$  : Angle.

## INTRODUCTION.

Les fondations sont des éléments fondamentaux dans un projet de construction car la pérennité de l'ouvrage dépend de leur qualité. Les fondations reprennent et transmettent au sol toutes les charges – permanentes, accidentelles et charges d'exploitation. Il est donc important qu'elles soient calculées et réalisées avec le plus grand soin.

La différence existant entre le nombre de programmes de calcul des fondations superficielles et ceux de calcul des fondations profondes est surprenante. Si les programmes de calcul de fondations superficielles sont assez nombreux et vulgarisés, il n'en est pas de même pour les programmes des fondations profondes. Ces derniers sont plutôt rares et peu accessibles dans notre environnement, aussi bien aux étudiants qu'aux professionnels. Aussi, la pratique des fondations profondes n'est pas courante et la documentation fait défaut. Actuellement, il existe, dans la sous région, très peu d'entreprises capables de réaliser ce genre de fondations et la plupart des fondations réalisées dans la sous région, même celles de certains grands ouvrages telles que les ponts, sont superficielles parce que leur calcul est relativement simple et leur réalisation est plutôt facile et assez bien maîtrisée ; or, compte tenu des désordres liés au tassement des sols ou à un remaniement parfois imprévisible du sol, il est préférable de recourir à des fondations profondes pour un meilleur ancrage et une fiabilité accrue.

Cette étude sera principalement axée sur les fondations profondes circulaires et en béton armé. Nous nous focalisons surtout sur l'aspect géotechnique des fondations profondes dont nous présenterons les différentes méthodes de calcul. Les différentes méthodes exposées reposent sur la détermination de la pression limite de pointe pour laquelle on recourt aux essais *in situ* (essai pénétrométrique, essai pressiométrique et formules dynamiques) et sur l'évaluation du frottement latéral. L'étude portera ensuite sur l'étude du frottement négatif sur ce type de fondations et sur les groupes de pieux et enfin sur les pieux inclinés.

L'objectif le plus important de ce travail est la conception d'un programme de calcul des fondations profondes. Ce programme développé sous *C++ Builder* de BORLAND, calcule la force portante des pieux isolés et des groupes de pieux suivant diverses méthodes.

# Chapitre 1

GENERALITES SUR LES FONDATIONS.

## I – DEFINITION.

On appelle fondation la base des ouvrages qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise et dont la fonction est de transmettre à ce dernier le poids de l'ouvrage, les surcharges prévues et accidentelles auxquelles peut être soumis l'ouvrage. Une fondation est donc destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure.

## II – TYPES DE FONDATIONS – FONDATIONS SUPERFICIELLES.

Le type de fondation est déterminé par son allure générale et ses proportions et non par la différence de niveau entre la surface d'assise et le terrain naturel. On peut distinguer deux grands types de fondations : les fondations superficielles et les fondations profondes. La distinction entre ces deux types de fondations se fait généralement en adoptant les critères suivants :

- $\frac{D}{B} < 4$ , fondations superficielles (semelles filantes ou isolées, radiers)
- $4 \leq \frac{D}{B} < 10$ , fondations semi profondes (puits)
- $\frac{D}{B} \geq 10$ , fondations profondes (pieux)

D : profondeur de la base de la fondation par rapport au terrain naturel

B : largeur ou diamètre de la fondation.

Au sens strict, les fondations semi profondes ne sont pas un type de fondation. Selon leur mode d'exécution et la nature du sol, on peut les assimiler aux unes ou aux autres ou encore adopter un calcul intermédiaire.

### 1 – Les fondations superficielles – Définition.

Lorsque le terrain résistant se trouve à une faible profondeur et qu'on peut facilement y accéder (nappe phréatique absente ou rabattue à l'intérieur d'un *batardeau* par exemple), la fondation est établie directement sur le sol à proximité de la surface. On réalise alors, en général, un élargissement ou empattement de la base des murs ou des piliers.

On appelle « fondations superficielles », toutes les fondations dont l'enneastrement D dans le sol de fondation n'excède pas quatre ou cinq fois la largeur B (le plus petit côté). Pour un ouvrage, on pourra opter pour des fondations superficielles si les sols sont assez

homogènes et comportent des couches porteuses assez proches de la surface ; autrement, le choix se portera sur les fondations semi profondes ou profondes.

Parmi les fondations superficielles, on distingue : (voir **figure 1.1**)

- Les semelles isolées, de section carrée, circulaire ou rectangulaire et supportant des charges ponctuelles.
- Les semelles filantes dont la longueur est très grande par rapport à la largeur et supportant un mur ou une paroi.
- Les radiers ou dallage, de grandes dimensions et occupant la totalité de la surface de la structure. Ils ont une épaisseur  $h$  dictée par la descente des charges et le calcul béton armé.

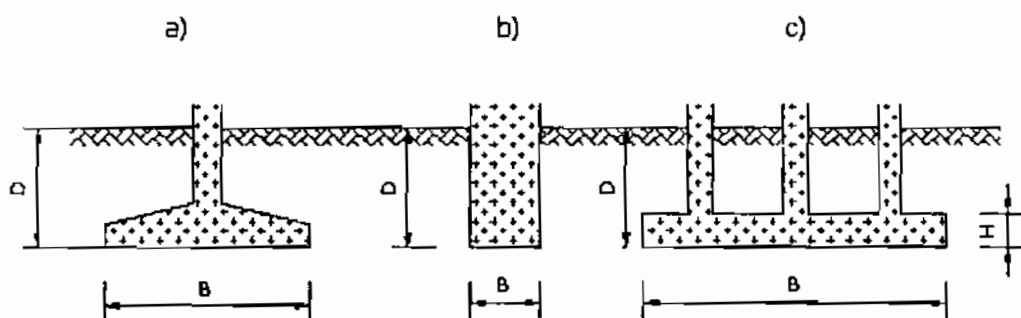


Figure 1.1 : Différents types de fondations superficielles.

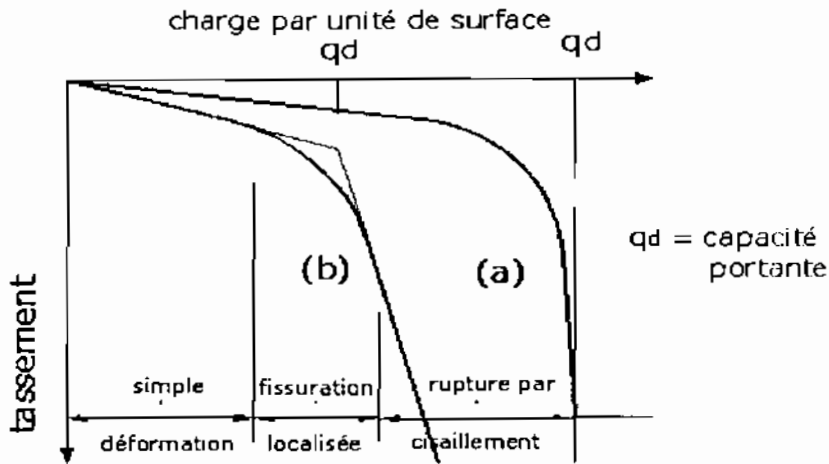
## 2 – Notion de capacité portante et de tassement.

Lors du dimensionnement d'une fondation, deux éléments importants sont à considérer : la capacité portante et le tassement. L'ingénieur géotechnicien devra se préoccuper dans un premier temps de la capacité portante du sol, c'est-à-dire s'assurer que les couches du sol support sont en mesure de supporter la charge transmise par la fondation. Le cas échéant, il devra alors vérifier que le tassement du sol – qui est la déformation verticale du sol à la surface – reste dans les limites admissibles. Les notions de capacité portante et de tassement sont illustrées à la **figure 1.2**.

La *capacité portante* d'un sol est la charge maximale par unité de surface qu'il peut supporter. Au-delà de cette charge, on observe la rupture du sol et l'apparition de surface de glissement dans ce dernier.

Le dimensionnement d'une fondation consistera principalement à s'assurer que l'on reste en deçà de cette charge limite que l'on minore par des coefficients de sécurité.





cas (a) : sol relativement compact ou résistant (cas des sables)

cas (b) : sol peu compact ou relativement mou (cas des argiles)

Figure 1.2 : Courbe de tassement.

### 3 – Méthodes de calcul de la capacité portante.

Il existe plusieurs méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles. Nous ne nous appesantirons pas sur lesdites méthodes, nous en donnerons juste un aperçu, le sujet ayant déjà été traité dans un projet précédent. Parmi ces méthodes, nous avons :

#### 3-1 – La méthode calcul « C-φ ».

Cette méthode considère que le sol est homogène sur une épaisseur  $h$  sous la base horizontale d'une fondation de largeur  $B$  telle que  $h > 3.5B$ . La contrainte de rupture  $q_d$  encore appelée capacité portante unitaire est donnée par la formule suivante :

$$q_d = \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + \gamma' \times D \times N_q + c \times N_c$$

avec :

$D$  : profondeur de la base de la fondation par rapport au terrain naturel ;

$B$  : largeur de la semelle ;

$\gamma$  : poids volumique du sol de fondation ;

$\gamma'$  : poids volumique du sol au-dessus de la fondation ;

$\sigma_v = \gamma' D = \Sigma \gamma_i \cdot Z_i$  : contrainte des terres au-dessus de la base de la fondation ;

$c$  : cohésion du sol sous la base de la fondation (en unité de pression)

Les trois coefficients  $N_\gamma$ ,  $N_q$ , et  $N_c$  appelés **facteurs de capacité portante** ne dépendent que des angles  $\psi$  et  $\varphi$ .  $N_\gamma$  est le terme de surface,  $N_q$  est le terme de profondeur et  $N_c$  est le terme de cohésion. Les valeurs de ces trois facteurs de portance sont tabulées en **Annexe 1.1**.

$\varphi$  : angle de frottement interne du sol ou coefficient des terres au repos. Selon Caquot

et Kérisel, la valeur minimale de  $\psi$  est donnée par :  $\psi = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ .

$c$  et  $\varphi$  sont des paramètres intrinsèques du sol, déterminés à partir de l'essai triaxial ou de l'essai de cisaillement direct à la boîte. Ils dépendent de la nature du sol, de son degré de saturation et des conditions de drainage à court et à long terme (**voir Annexe 1.2**).

Pour le calcul des facteurs de portance, les formules suivantes ont été proposées par Prandtl :

$$\begin{array}{llll} \text{Pour } \varphi = 0, & N_q = 1, & N_\gamma = 0, & N_c = 5.14 \\ \text{Pour } \varphi \neq 0, & N_q = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \tan \varphi}, & N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi, & N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi} \end{array}$$

Afin de limiter les tassements à des valeurs admissibles, il est convenable d'introduire dans la formule de  $q_d$  un coefficient de sécurité noté  $F$  et de tenir compte de l'accroissement réel de la charge appliquée au massif dans le plan de fondation. D'après le fascicule n°62 – titre V,  $F = 2$  à l'ELU et  $F = 3$  à l'ELS.

On définit la contrainte admissible  $q_{ad}$  qui sera comparée à la contrainte appliquée  $q$ , résultant de la descente de charge. Elle est donnée par :

$$q_{ad} = \gamma D + \frac{1}{F}(q_d - \gamma D)$$

On pose  $\sigma_v = \gamma D = \sum_i \gamma_i \times z_i$  qui est la contrainte des terres au dessus de la base de fondation.

Beaucoup de corrections ont été apportées à cette formule de la capacité portante pour tenir compte du type de sol, de l'application de la charge ou de l'encastrement de la fondation. Différentes expressions découlent donc de ces corrections suivant les types de fondation illustrés à la **figure 1.3**.

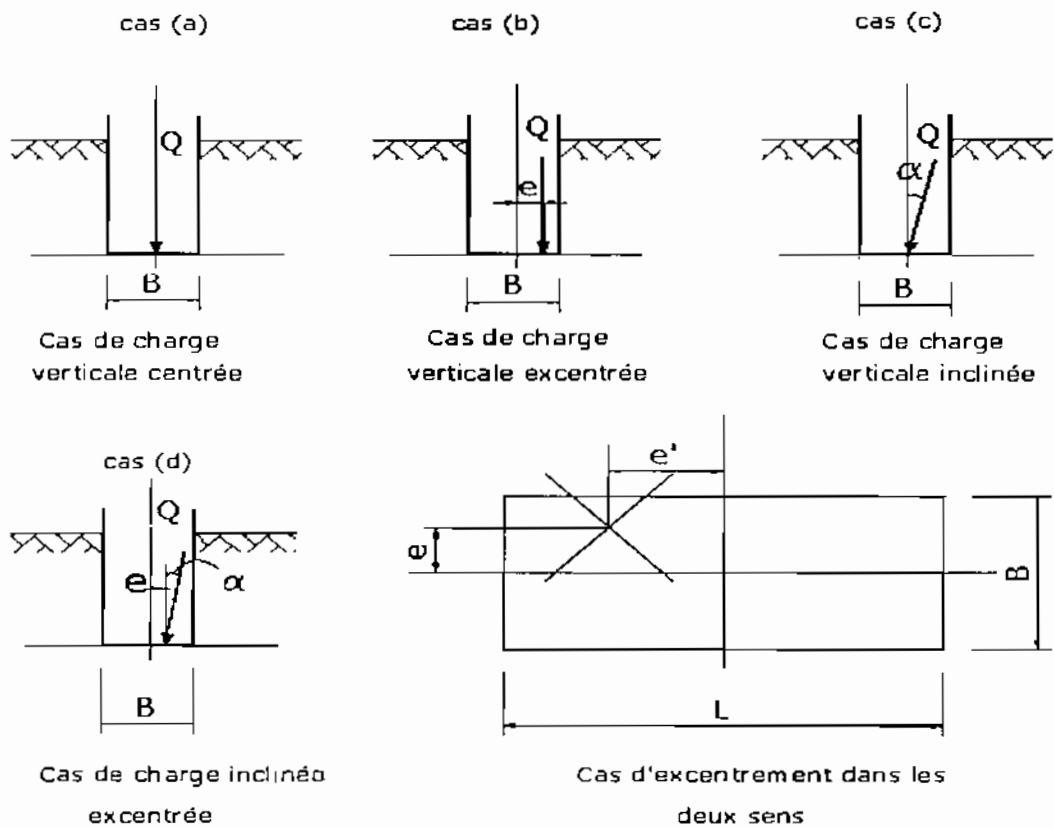


Figure 1.3 : Différents cas de chargement.

### 3-2 – La méthode du pénétromètre dynamique.

L'essai de pénétration dynamique permet de déterminer directement la résistance limite encore appelée résistance dynamique à la pointe d'un sol. Il a été conçu à l'origine pour les sols pulvérulents ou à faible cohésion dans lesquels il est difficile de prélever des échantillons intacts. Le domaine préférentiel d'utilisation des pénétromètres dynamiques est la reconnaissance qualitative des terrains lors d'une reconnaissance préliminaire. Ils sont donc recommandés pour le contrôle de l'homogénéité d'un site, la détermination des épaisseurs des différentes couches de sols, la localisation des cavités ou autres discontinuités et la reconnaissance du niveau du toit du rocher.

Deux types de pénétromètres sont normalisés en France : les pénétromètres de type A (PDA) et les pénétromètres de type B (PDB). (Voir Annexe 1.3)

Le sondage au PDA consiste à :

- Enfoncer dans le sol par battage de manière continue un train de tiges muni en partie inférieure d'une pointe débordante, tout en injectant une boue de forage entre la paroi du sondage et les tiges.

- Noter le nombre de coups de mouton nécessaire ( $N_{d10}$ ) pour un enfoncement permanent de la pointe de 10 cm.

Le sondage au PDB est le plus courant et consiste à :

- Enfoncer dans le sol par battage de manière continue un train de tiges muni en partie inférieure d'une pointe débordante.
- Noter le nombre de coups de mouton nécessaire ( $N_{d20}$ ) pour un enfoncement permanent de la pointe de 20 cm.
- Vérifier l'importance des efforts parasites éventuels sur le train de tige.

Ces essais sont généralement associés à un sondage de reconnaissance de sol comme la tarière manuelle ou un sondage à la soupape pour déterminer la coupe du sol.

La résistance dynamique de pointe  $q_d$  est donnée par la **formule des Hollandais** :

$$q_d = \left( \frac{m \times g \times H}{A \times e} \times \frac{m}{m + m'} \right) \times N$$

dans laquelle :

$q_d$  : résistance dynamique à la pointe en Pascal (1 Pa = 1 N/m<sup>2</sup>) ;

$m$  : masse du mouton en kilogrammes, (masse frappante) ;

$g$  : accélération de la pesanteur en m/s<sup>2</sup> ;

$H$  : hauteur de chute libre du mouton en mètre ;

$A$  : aire de la section droite du pieu en m<sup>2</sup> ;

$e$  : enfoncement correspondant au nombre de coups  $N$ , en mètre (en général  $e$  est constant et égal à 0.20 m) ;

$N$  : nombre de coups nécessaires à l'enfoncement  $e$  ;

$m'$  : masse cumulée, exprimée en kg, de l'enclume et de la tige-guide, si cette dernière est solidaire de l'enclume et du train de tiges (masse frappée).

On réalise l'essai plusieurs fois à des endroits différents et à une profondeur donnée, on retient la résistance minimale obtenue. Les résultats de l'essai sont représentés sur un graphique avec échelle arithmétique donnant la résistance dynamique de pointe  $q_d$  en fonction de la profondeur. La contrainte admissible est alors approximativement donnée par la formule :

$$q_{ad} = \frac{q_d}{20}$$

### 3-3 – La méthode du pressiomètre Ménard.

L'essai au pressiomètre Ménard consiste à dilater radialement une cellule cylindrique placée dans un forage préalablement réalisé. La différence essentielle entre cet essai et les autres est la réalisation d'un forage au préalable dans cet essai alors que les autres essais pressiométriques sont réalisés par autoforage ou par fonçage direct de la sonde par battage ou à l'aide vérins.

Le pressiomètre Ménard comprend deux parties principales : la sonde et l'unité de contrôle dite « contrôleur pression-volume » (voir Annexe 1.4). La sonde est constituée d'un ensemble de trois cellules en caoutchouc. La dilatation est obtenue par injection d'eau sous pression dans la cellule centrale dite cellule de mesure, de diamètre 60 mm pour l'essai courant, entourée de deux cellules de garde qui contiennent du gaz. La quantité d'eau contenue dans la sonde est utilisée pour déformer le terrain, phénomène que l'on veut mesurer.

L'essai est réalisé à chaque profondeur désirée, en général de mètre en mètre, où on applique une pression suivant une progression arithmétique de 6 à 14 paliers. La pression est maintenue constante à chaque palier et le volume d'eau injectée dans la sonde est mesuré à 15, 30 et 60 secondes. Les valeurs à 60 secondes sont utilisées pour le tracé de la courbe pressiométrique.

Cet essai est fortement conseillé dans les sols mous, cohérents, compressibles (formation argileuse, tourbe, ...). Il constitue une meilleure alternative à l'essai pénétrométrique dans la mesure où il donne des résultats plus précis mais coûte trois à cinq fois plus cher. Il vise à :

- déterminer la contrainte de rupture du sol en fonction de la pression limite ;
- calculer les tassements ;
- connaître les différentes couches de terrain traversées à partir des cutting (refoulement des particules du sol) du forage.

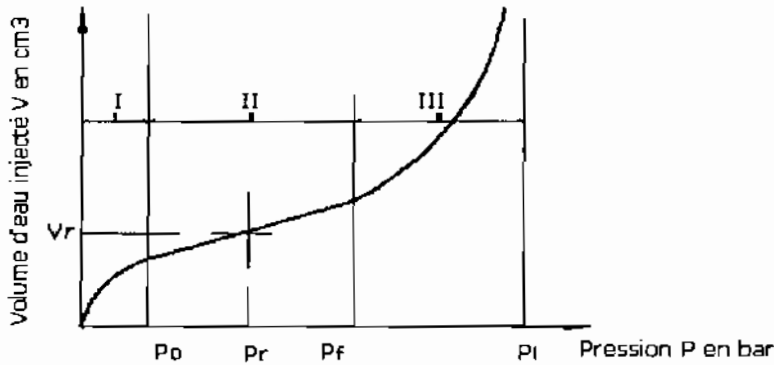
#### 3-3-1 – Calcul de la pression limite $q_l$ .

La courbe pressiométrique comprend typiquement trois phases :

- la phase initiale qui est la phase de mise en contact de la paroi de la sonde avec le sol. Elle est également appelée la *phase de recompaction*. A la fin de cette zone, la pression mesurée  $P_0$ , est égale à la pression initiale horizontale au niveau du sol.
- la deuxième phase est la phase pseudo-élastique.

- La troisième phase est la phase des grands déplacements ou phase dite plastique.

La deuxième phase est la phase la plus importante. Au cours de cette phase, le volume augmente progressivement en fonction de la pression exercée. Une relation linéaire entre la pression et le volume peut être trouvée. Dans cette partie quasi-linéaire de la courbe, on détermine le module de déformation pressiométrique  $E_M$  et la pression de fluage  $P_f$ .



- I : Phase de mise en contact de la paroi de sonde avec le sol
- II : Phase pseudo-élastique
- III : Phase plastique ou des grandes déformations

**Figure 1.4** : Courbe pressiométrique.

- ❖ Le module pressiométrique  $E_M$  est donné par la formule suivante :

$$E_M = 2(1+\nu) \cdot V \cdot \frac{\Delta P}{\Delta V}$$

$\nu$  = coefficient de poisson fixé à 0.33

$V$  = volume de la sonde au point d'inflexion de la courbe dans la zone pseudo-élastique.  $V = V_0 + V_r$ .  $V_0$  est le volume au repos de la sonde qui en pratique, est égal à  $550 \text{ cm}^3$  et  $V_r$ , le volume d'eau injecté au point d'inflexion de la zone pseudo-élastique (volume correspondant au milieu de cette zone).

$\frac{\Delta P}{\Delta V}$  : Pente de la partie linéaire de la courbe dans la zone pseudo-élastique.

- ❖ Pression de fluage ou limite élastique  $P_f$

C'est la pression correspondant à la fin de la zone pseudo-élastique.

- ❖ Pression limite  $P_l$

C'est la pression correspondant à l'abscisse de l'asymptote de la courbe pressiométrique. Par convention, la pression limite  $P_1$  est la pression qui correspond au doublement du volume de départ de la sonde  $V_0$ . Il peut être pris égal à  $V_0+2V_r$ .

### 3-3-2 – Capacité portante des fondations qd sous charge verticale centrée.

Dans un terrain homogène, Ménard calcule la capacité portante par la formule suivante :

$$q_d = q_0 + K(P_1 - P_0)$$

$$\text{avec } q_{ad} = \gamma \cdot D + \frac{1}{F} [q_d - \gamma \cdot D] = \gamma \cdot D + \frac{1}{F} [K(P_1 - P_0)]$$

$q_0 = \gamma \cdot D = \sum \gamma_i \cdot z_i$  : pression verticale des terres situées au dessus de la base de fondation ;

$D$  : profondeur d'encastrement de la fondation ;

$\gamma_i$  : densité de la couche  $i$  de fondation traversée, d'épaisseur  $z_i$  ;

$P_0$  : pression horizontale des terres au repos au niveau de l'essai pénétrométrique. Elle correspond à la pression développée à la fin de la phase initiale I de l'essai ;

$K$  : coefficient, dit facteur de portance, qui dépend du type de terrain et de la géométrie de la fondation. (Voir Annexe 1.1).  $K$  est compris entre la valeur minimale de 0.8 pour les semelles fondées superficiellement et la valeur 4.5 pour la pointe des pieux battus ;

$F$  : coefficient de sécurité et pris égal à 2 à l'ELU et 3 à l'ELS.

On déduit ensuite la contrainte admissible  $q_{ad}$  qui doit être inférieure à la charge appliquée à la fondation.

# Chapitre 2

*DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS  
PROFONDES.*



## I – GENERALITES SUR LES FONDATIONS PROFONDES.

### 1 – Définition.

Souvent, les couches superficielles d'un terrain sont compressibles, molles, peu résistantes et l'amélioration de leur portance s'avère difficile voire impossible ou trop coûteuse alors que les couches sous-jacentes sont résistantes à partir d'une certaine profondeur. Si la fondation est exécutée directement sur ces couches de faible résistance, des tassements incompatibles à la stabilité de l'ouvrage pourraient se produire. Il est donc naturel, et parfois nécessaire, de fonder l'ouvrage sur ce substratum (le « bed rock »).

Les fondations profondes sont donc celles qui permettent de reporter depuis la surface les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondations superficielles (semelles ou radiers).

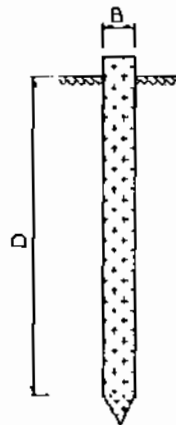
Afin d'atteindre le substratum résistant, on réalise, soit des puits relativement peu profonds, dont le diamètre peut varier de 1 à 3 m, soit des pieux pour lesquels le rapport  $\frac{D}{B}$  est généralement supérieur à 10 – B étant le diamètre du pieu ou sa plus petite dimension dans le plan horizontal et D sa longueur (voir **figure 2.1**). Les fondations de ce type sont dites « profondes » et il existe plusieurs modes d'exécution pour ces dernières.

Pour le calcul, les fondations superficielles et profondes se différencient essentiellement par la prise en compte d'un frottement sur les parois latérales de la fondation pour les fondations profondes. Pour ces dernières, le mode de travail et l'interaction avec le sol environnant conduisent à introduire la notion de *profondeur critique* qu'on peut définir, en première approximation, comme le niveau au-dessous duquel, en sol homogène, la résistance sous la base n'augmente plus. L'expérience montre que, dans un sol homogène, la charge limite de pointe  $Q_p$  augmente avec la profondeur D jusqu'à une *profondeur critique*  $D_c$  au-delà de laquelle elle reste presque constante (**figure 2.2**). Cette profondeur dépend du type de sol, de la résistance du sol et du diamètre du pieu. On pose  $D_c = \lambda \times B$ . Les valeurs du paramètre  $\lambda$  sont proposées par Ménard dans le **tableau 2.1**. Il existe également des abaques pour la détermination de  $D_c = D_{max}$  (voir **Annexe 2.1**). Les fondations profondes, *stricto sensu*, ont leur base située au dessous de cette profondeur critique : ce sont les pieux, les puits et les barrettes. Les *barrettes* sont des parois moulées porteuses, qui, bien que de forme différente et faisant appel à une technique d'exécution particulière, se comportent généralement comme des pieux moulés en place sans tubage.

Entre les deux extrêmes, fondations superficielles et fondations profondes, on trouve les fondations semi profondes, dont la base se situe au-dessus de la profondeur critique, mais pour lesquelles le frottement latéral ne peut être négligé : il s'agit des pieux ou parois de faible longueur et de tous les types de caissons. Il n'existe pas de méthode de calcul propre à cette catégorie de fondations qui ne constituent que des cas particuliers et on adopte suivant les cas, les méthodes retenues pour les fondations superficielles ou pour les fondations profondes.

SOL	$\lambda$	
	Fondation	
	Circulaire ou carrée	filante
❖ Argile – Limon	❖ 2	❖ 3
❖ Argile raide – marnes - limon compact - sable compressible	❖ 5	❖ 6
❖ Sable et gravier	❖ 8	❖ 9
❖ Sable et gravier très compact	❖ 10	❖ 11

**Tableau 2.1** : Valeurs de  $\lambda$  en fonction du sol et de la forme de la fondation.



D = Fiche totale de la fondation  
 B = diamètre du pieu

**Figure 2.1** : fondation profonde.

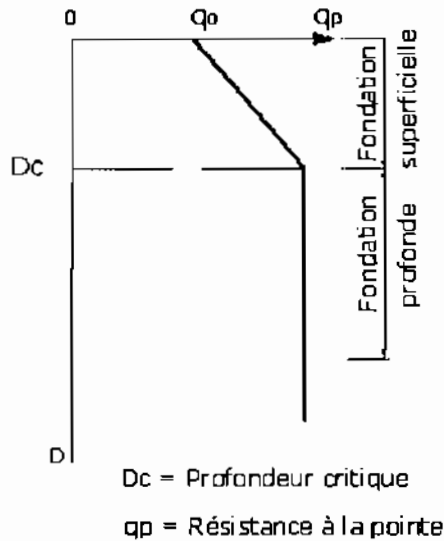


Figure 2.2 : Profondeur critique et résistance de pointe.

## 2 – Typologie des pieux.

Les fondations profondes sont constituées par les pieux et les puits. La différence fondamentale entre les pieux et les puits est le diamètre qui est plus grand pour les puits (supérieur à 1 m). Dans la catégorie des pieux, on distingue les micropieux dont le diamètre est inférieur ou égal à 250 mm. Traditionnellement, on classe les pieux suivant les critères ci-dessous :

- La nature du matériau constitutif : béton, bois ou métal.
- Le mode de fabrication et de mise en place : pieux battus et forés.

La force portante d'un pieu dépend à la fois de la résistance au poinçonnement du sol sous sa pointe et de la mobilisation du frottement latéral entre son fût et le sol. La résistance de pointe est peu influencée par le type de pieu sauf dans des cas très particuliers. Il n'en est pas de même pour le frottement latéral qui dépend étroitement du matériau constitutif du pieu ainsi que de son mode de mise en place.

Ainsi, le D.T.U 13-2 propose-t-il la classification suivante :

1. Pieux façonnés à l'avance (battu préfabriqué, métal battu, tubulaire précontraint, battu enrobé, pieu battu ou vibrofoncé injecté haute pression).
2. Pieux à tube battu exécutés en place (battu pilonné, battu moulé).
3. Pieux forés (foré simple, foré tubé, foré boue, tarière creuse, vissé moulé).
4. Puits.

5. Pieux foncés (béton foncé, métal foncé).
6. Micropieux (type I, type II, type III, type IV) .

Les colonnes ballastées et les picots sont également mentionnés dans ce D.T.U, mais il s'agit de procédés de fondations très particuliers dont les méthodes de calcul sont différentes de celles des fondations profondes classiques.

Il existent deux grandes catégories de pieux : les pieux préfabriqués et battus d'une part, les pieux exécutés dans le sol d'autre part.

### **2-1 – Pieux préfabriqués en béton armé.**

Ces pieux sont enfoncés dans le sol, soit par battage, soit par pression, rotation, lançage ou vibration. Leur section (circulaire, carrée ou polygonale) est en général constante, mais elle est quelquefois élargie à la base. Ils peuvent être creux, évidés ou à vis.

Pendant le battage, ces pieux sont soumis à des efforts considérables, ils doivent donc être réalisés avec du béton de très haute qualité. Ils nécessitent, à partir d'une certaine longueur, une armature de flexion importante pour permettre leur bardage.

### **2-2 – Pieux exécutés *in situ*.**

Il faut distinguer deux catégories de pieux exécutés dans le sol : les pieux moulés ou forés dans le sol et les pieux à tubes battus.

Pour réaliser les pieux forés moulés dans le sol, on excave, grâce à un forage, le volume qui sera celui du pieu et le béton est coulé dans le vide créé. Les pieux à tube sont également bétonnés en place, à l'intérieur d'un fourreau provisoire, métallique, qui est battu et ensuite relevé progressivement au fur et à mesure du bétonnage, sauf en cas de gaines perdues.

Bien souvent, la mise en place du béton doit se faire sous l'eau. Il convient de l'exécuter avec beaucoup de soin. La chute libre du béton directement dans l'eau est proserite. Le béton, qui ne doit pas être gâché sec, mais avec une bonne consistance plastique, doit être descendu à l'aide d'un tube plongeur.

## **3 – Classification des pieux selon Terzaghi et méthodes de calcul des pieux.**

La classification des pieux faite par Terzaghi repose sur leur mode de fonctionnement. Ainsi, on distingue :

### **3-1 – Pieux flottants dans un sol à gros grains, très perméable.**

Lors du battage, le pieu refoule et compacte le terrain. Au voisinage du pieu, la porosité et la compressibilité du sol sont réduites, de ce fait, le frottement latéral sur le pieu est augmenté. Ces pieux transmettent d'ailleurs la plus grande partie des charges par l'intermédiaire du frottement latéral, d'où l'appellation « pieux flottants ».

### **3-2 – Pieux flottants dans un sol à grains fins de faible perméabilité.**

Ces pieux se comportent de manière identique aux pieux précédents, mais ne compactent pas le sol de façon appréciable.

### **3-3 – Pieux chargés en pointe.**

Ils reportent pratiquement toutes les charges sur une couche résistante située à une profondeur importante au-dessous de la construction.

**Remarque :** Les sols sont, dans la pratique, très hétérogènes. Aussi, le calcul des fondations sur pieux implique-t-il obligatoirement des simplifications radicales. Les subtilités théoriques telles que celles qui concernent le calcul de la résistance à la rupture des groupes de pieux au moyen de la théorie de l'élasticité sont illusoire et peuvent être négligées.

## **4 – Notion de ligne de rupture et fonctionnement d'un pieu.**

On admet que les lignes de glissement qui règnent autour d'un pieu divisent le milieu en quatre zones (**figure 2.3**).

- la zone I, limitée par la ligne de glissement EF'G' correspondant au frottement latéral le long du fût ; dans cette zone, le milieu est en équilibre de quasi-butée ;
- la zone II, limitée par la ligne de glissement OCFE correspondant à l'effort en pointe ; dans cette zone, le milieu est également en équilibre de butée ;
- les zones III et IV, situées au-delà des lignes de glissement. Dans ces zones, le milieu n'est pas en équilibre plastique, mais pseudo-plastique.

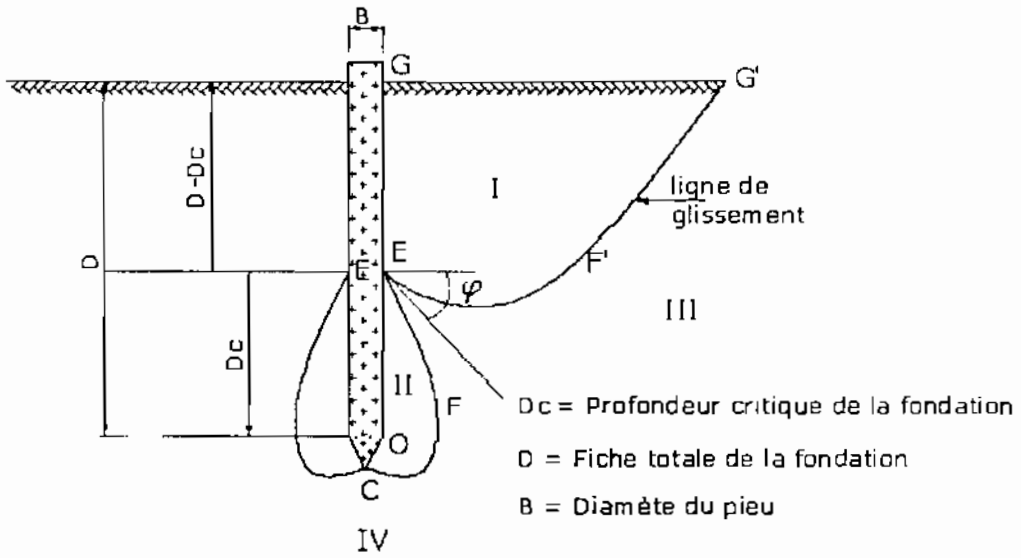


Figure 2.3 : Schéma de fonctionnement d'un pieu.

## II – CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS PROFONDES.

On peut définir la force portante d'un pieu  $Q_l$  comme la charge maximale qu'il peut supporter sans se rompre. On définit aussi la capacité portante  $q_l$  d'un sol qui est la charge maximale par unité de surface que ce dernier peut supporter. Au-delà de cette charge, le sol se rompt.

La charge limite  $Q_l$  supportée par une fondation profonde est décomposée en deux composantes : la charge limite de pointe  $Q_p (= A \cdot q_p)$  correspondant au poinçonnement du sol sous la base du pieu et la charge limite  $Q_f (= P \cdot \sum_i^n h_i \cdot q_{f_i})$  mobilisable par frottement entre le fût du pieu et le sol, d'où la formule suivante de  $Q_l$  :

$$Q_l = Q_p + Q_f = A \cdot q_p + P \cdot \sum_i^n h_i \cdot q_{f_i} \quad (2.1)$$

$q_p$  : contrainte limite de pointe (en kPa);

$q_f$  : frottement latéral unitaire de la couche  $i$  (en kPa) ;

$A$  : section droite du pieu (en  $m^2$ ) ;

$P$  : périmètre du pieu (en m);

$n$  : nombre de couches traversées par le pieu ;

$h_i$  : épaisseur de la couche  $i$  (en m) ;

Pour un pieu ancré dans un sable, la capacité portante nette est pratiquement la même que la portance brute.

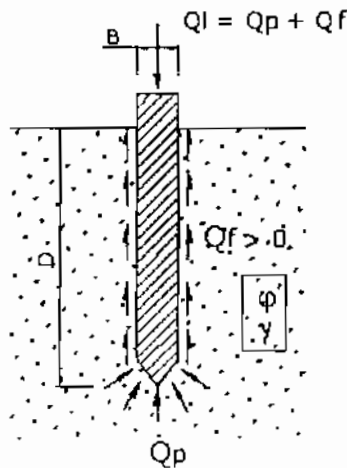


Figure 2.4 : Force portante d'un pieu

La détermination de la force portante d'un pieu peut se faire grâce à plusieurs méthodes :

1. L'utilisation des formules basées sur les résultats du battage des pieux ;
2. L'utilisation des formules statiques de force portante établies à l'aide de la mécanique théorique des sols ;
3. L'interprétation des diagrammes de pénétration obtenus soit avec le pénétromètre statique, soit avec le pénétromètre dynamique.
4. L'interprétation des essais de mise en charge d'un ou de plusieurs pieux ;

En raison des nombreuses précautions à prendre, des multiples vérifications à faire, des conditions à réunir et du temps relativement important requis pour l'utilisation de la dernière méthode, nous n'exposerons que les trois premières méthodes (1, 2 et 3).

## **1 – Formules de battage.**

### **1-1 – Généralités.**

De très nombreux types de pieux sont enfoncés dans le sol par battage à l'aide d'un mouton et d'une sonnette. Souvent, on détermine l'enfoncement moyen du pieu, mesuré soit sous un coup, soit, de préférence sous une volée de 10 ou 20 coups de mouton. La précision de la mesure de l'enfoncement est beaucoup plus grande dans les deux derniers cas. Cet enfoncement moyen est souvent appelé *refus*.

L'obtention d'un certain refus est généralement une condition nécessaire mais non suffisante pour arrêter le battage. Il arrive, en effet, que des pieux pour lesquels le refus n'a pas été atteint soient en mesure de porter des charges importantes, mais inversement, il arrive également que l'application de la charge résultant des formules de battage au refus mesuré soit risquée.

Lorsque le battage s'effectue dans un milieu cohérent immergé, il est nécessaire de procéder à des essais de chargement *in situ* afin de vérifier les charges portantes déduites des formules de battage.

L'utilisation des formules de battage est sujette à des critiques, mais on continue de les utiliser en raison de leur emploi relativement simple. Les résultats découlant de leur utilisation ont fait l'objet d'études systématiques et on peut être assuré, pour certaines de ces formules, d'obtenir des résultats qui concordent de manière satisfaisante avec les résultats des essais de chargement.



### 1-2 – Formule des Hollandais.

La formule des Hollandais est généralement utilisée pour des refus supérieurs à 5 mm.

$$Q = \frac{1}{F} \times \frac{M^2 \times H}{e \times (M + P)} \times g \quad (2.2)$$

Q : charge portante admissible du pieu en N ;

H : hauteur de chute du mouton en m ;

M : masse du mouton en kg ;

P : masse du pieu en kg ;

e : enfoncement permanent ou refus moyen en m ;

g : accélération de la pesanteur en  $m/s^2$  ;

F : coefficient de sécurité, en général pris égal à 6.

La formule des Hollandais donne suivant les cas, une sécurité excessive ou insuffisante et pour cette raison, ne doit être utilisée qu'avec une extrême prudence.

### 1-3 – Formule de Crandall.

Crandall propose la formule suivante pour le calcul de la force portante d'un pieu :

$$Q = \frac{1}{F} \times \frac{M^2 \times H}{\left( e + \frac{e_1}{2} \right) \times (M + P)} \times g \quad (2.3)$$

dans laquelle  $e_1$  représente le raccourcissement élastique du pieu exprimé en m. Pour cette formule, il est recommandé d'utiliser un coefficient de sécurité F égal à 3.

## 2 – Détermination de la charge portante par les formules statiques.

On a vu plus haut que la charge portante  $Q_1$  d'un pieu se décomposait en deux termes : la force limite de pointe encore appelée le terme de pointe  $Q_p$  et le frottement latéral  $Q_f$  qui est la force résultant du frottement entre le pieu et les couches de sol traversées.

Alors que le terme de pointe ne dépend généralement pas ou peu du type de pieu, le frottement latéral est fonction des matériaux constitutifs du sol, du pieu et du mode de mise en place de ce dernier. Ce terme est le plus difficile à évaluer et on s'attelle plus au calcul de la force limite de pointe  $Q_p$ . Cependant, les difficultés liées à la détermination exacte de la force résultant du frottement latéral ne doivent pas conduire l'ingénieur géotechnicien à la négliger car ce terme a, nous le verrons plus loin, son importance dans la charge portante totale du pieu.

## 2-1 – Expression générale de la force portante $Q_t$ .

Soit un pieu isolé fiché dans un terrain multicouche et soumis à une charge  $Q$  (voir figure 2.5). La charge  $Q$  est équilibrée d'une part par la résistance  $Q_p$  que rencontre le pieu sur sa pointe et d'autre part par la résultante  $Q_f$  des forces de frottement qui s'exercent sur la surface latérale du pieu au contact du terrain.

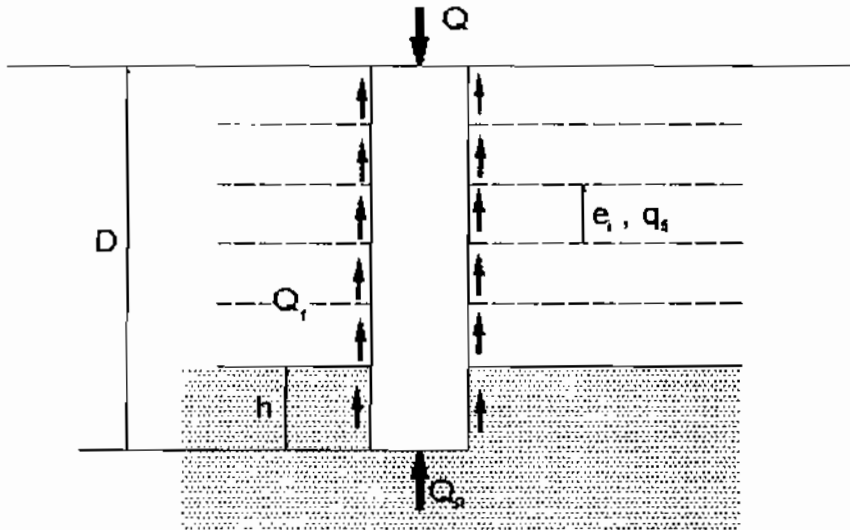


Figure 2.5 : Comportement général d'un pieu isolé soumis à une charge verticale.

### 2-1-1 – Pression limite et résistance limite sous la pointe.

La méthode la plus ancienne pour déterminer la pression limite est fondée sur les formules de Terzaghi pour le calcul de la capacité portante des fondations superficielles. Ainsi, pour une semelle circulaire de rayon  $r$ , ancrée à une profondeur  $D$ , l'expression de la capacité portante brute est la suivante :

$$q_d = 0.6 \times \gamma \times r \times N_\gamma + \gamma' \times D \times N_q + 1.3 \times c \times N_c \quad (2.4)$$

Pour les fondations profondes, cette expression devient :

$$q_p = 0.6 \times \gamma \times r \times N_\gamma + \sigma_v \times N_q + 1.3 \times c \times N_c \quad (2.5)$$

(Voir le chapitre I, paragraphe 1-3-1 pour l'explicitation des termes dans ces équations.)

En général, on néglige le terme  $\gamma \times r \times N_\gamma$ . On détermine alors des coefficients plus élevés qui sont  $N_{q_{\max}}$  et  $N_{c_{\max}}$ , tabulés en Annexe 2.1.

Si  $q_p$  est la pression limite sous la pointe et  $A$  la section droite du pieu, on a :

$$q_p = \sigma_v \times N_{q_{\max}} + 1.3 \times c \times N_{c_{\max}} \quad (2.6)$$

Cette formule n'est valable que lorsque l'on a atteint l'*ancrage critique*  $D_c$  (**figure 2.3**), c'est-à-dire  $D \geq D_c$ . Dans le cas contraire ( $D < D_c$ ), on utilisera la formule pour les fondations superficielles (formule 2.4).

Lorsque l'ancrage du pieu dans la couche porteuse est supérieur à  $D_c$ , la formule donnant la pression limite de pointe s'écrit :

$$q_p = a \times N_{q_{\max}} + \lambda \times c \times N_{c_{\max}} \quad (2.7)$$

avec :

$a$  : constante ayant les dimensions d'une pression égale à 50 kPa ;

$\lambda$  : coefficient de forme.  $\lambda = 1.3$  pour les pieux de section circulaire ou carrée.

$$\lambda = 1 + 0.3 \frac{B}{L} \text{ pour les barrettes et parois.}$$

$L$  : plus grande dimension de la section transversale.

Dans les *sols purement cohérents*, la formule précédente de  $q_p$  (formule 2.7) est remplacée par :

$$q_p = 7\lambda \times c_u \quad (2.8)$$

Les caractéristiques à considérer sont l'*angle de frottement interne effectif*  $\varphi'$  dans les sols pulvérulents et les caractéristiques non drainées ( $c_u$  et  $\varphi_u$ ) dans les sols cohérents.

La résistance limite à la pointe  $Q_p$  est alors donnée par :

$$Q_p = A \times q_p \quad (2.9)$$

Lorsque  $D \geq D_c$ , la résistance limite devient constante en milieu homogène.

Dans un sol multicouche, l'*ancrage critique* est plus faible et dépend de la contrainte verticale  $\sigma'_v$  exercée par les couches supérieures. Les résultats expérimentaux ont conduit à retenir les règles suivantes :

- Dans un *monocouche* (sol homogène), l'ancrage critique est donné par l'expression

$$D_c = \max \{6B ; 3 \text{ mètres}\}$$

- Dans un *multicouche vrai*,  $D_c = 3B$

Un *multicouche vrai* est un multicouche dans lequel l'épaisseur et le poids volumique des couches supérieures à la couche d'ancrage sont tels que la contrainte verticale effective  $\sigma'_v$  au niveau de cette couche est supérieure ou égale à 100 kPa.

Pour le calcul de  $N_c$ ,  $N_q$  et  $D_c$ , Caquot et Kérisel ont proposé les formules suivantes :

$$\text{Pour } \varphi = 0, \quad N_{q_{\max}} = 1, \quad N_c = 7$$

$$\text{Pour } \varphi \neq 0, \quad N_{q_{\max}} = e^{7 \tan \varphi} \quad \text{et} \quad N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi}$$

$$D_c = \frac{B}{4} \times N_{q_{\max}}^{\frac{2}{3}}$$

### 2-1-2 – Frottement latéral.

Le frottement latéral  $Q_f$  est la résistance au cisaillement (contrainte tangentielle) pouvant être mobilisée au contact du pieu et du sol pendant leur déplacement relatif. Il est pris en compte seulement sur la hauteur  $D-D_c$ . Il est assez difficile à évaluer et on s'intéressera aux cas de sollicitations particulières. On le calcule par la formule suivante :

$$Q_f = P \times \sum_{i=1}^n h_i \times q_{f_i} = P \times \int_0^{D-D_c} q_f dh \quad (2.10)$$

$q_f$  étant le frottement latéral unitaire.

- Pour les sols purement cohérents, le frottement latéral unitaire est donné par la formule .

$$q_f = \beta \times c_u \quad (2.11)$$

$c_u$  étant la cohésion non drainée du sol.

- Les valeurs du coefficient  $\beta$  sont données dans le **tableau 2.2**. Toutefois, les valeurs de  $q_f$  obtenues avec la formule 2.11 doivent être bornées supérieurement à une valeur plafond  $q_{f_{\max}}$ .

$$q_f = \min \{ \beta \times c_u, q_{f_{\max}} \} \quad (2.12)$$

Pieu	Forés <sup>(1)</sup> gros diamètre	Forés	Battus	Injectés
Fût en béton	0,6	0,7	0,7	-
Fût en acier	-	0,5	0,5	-
Faible pression	-	-	-	1,0
Forte pression	-	-	-	1,5

(1) pieux de diamètre > 1,50 m, barrettes, puis coulés à pleine fouille.

Tableau 2.2 : Valeurs du coefficient  $\beta$  pour quelques pieux.

Les valeurs de  $q_{f_{\max}}$  sont données annexe 2.2.

- Pour les *sols non cohérents (pulvérulents ou grenus)*, le frottement latéral unitaire est estimé par :

$$q_f = K \times \sigma'_v \times \tan \varphi_a = \sigma'_h \times \tan \varphi_a \quad (2.13)$$

où  $\sigma'_h$  et  $\sigma'_v$  sont respectivement les contraintes effectives horizontale et verticale à mi-hauteur de la couche où l'on calcule le frottement latéral (contrainte moyenne).

$K$  et  $\varphi_a$  sont respectivement le coefficient de poussée du sol sur le pieu et l'angle de frottement sol-pieu. Leurs valeurs ont été déterminées par *Broms* et sont données par le **tableau 2.3**.

TYPE DE PIEU	$\varphi_a$	K (compacité faible)	K (compacité forte)
Pieu acier	20	0,5	1
Pieu battu en béton rugueux	0,75 $\varphi$	1	2
Pieu battu en béton lisse	0,75 $\varphi$	0,5	1
Pieu foré	0,75 $\varphi$	0,5	0,5
Pieu en bois conique	0,67 $\varphi$	1,5	4

Tableau 2.3 : Valeurs de  $K$  et  $\varphi_a$  pour quelques pieux en fonction de  $\varphi$ .

- Pour les *sols cohérents* ( $\varphi \neq 0$  et  $c \neq 0$ ), le sol doit être assimilé, soit à un sol purement cohérent de manière à être ramené à l'un des deux cas précédents.

**Remarques :**

- A titre indicatif, on adopte pour le frottement unitaire des sols non cohérents (pulvérulents), les valeurs suivantes :
  - limon, sable lâche ou craie molle :  $q_f = 35$  kPa.
  - sable moyen à très compact :  $q_f = 80$  à  $120$  kPa.
  - craie altérée :  $q_f = 80$  à  $150$  kPa.
- On peut généralement exprimer le frottement unitaire d'un sol par la formule  $q_f = K \times \sigma'_v \times \tan \varphi_a$  en prenant pour le facteur  $K \tan \varphi_a$ , les valeurs suivantes :
  - Sols pulvérulents : 0.30
  - Argiles et vases : 0.20 à 0.25
  - Pieux battus dans les argiles très molles : 0.10
  - Pieux métalliques ou chemisés enduits de bitumes : 0.05

- Lorsque le frottement latéral le long du pieu est positif, on dit que le pieu tasse plus que le sol et c'est le cas le plus courant, le frottement latéral est dirigé vers le haut et participe à la résistance du pieu et on a :  $Q_t = Q_p + Q_f$ .
- Par contre, lorsque le frottement latéral est négatif, on dit le sol tasse plus que le pieu et surcharge ce dernier plutôt que de le soutenir, le frottement latéral est dirigé vers le bas et la force portante s'en trouve réduite :  $Q_t = Q_p - Q_f$ .

### 3 – Calcul de la charge portante $Q_t$ à partir de l'essai au pressiomètre.

La méthode pressiométrique est fondamentalement empirique et sa propriété la plus remarquable est qu'elle est applicable à tous les sols et à tous les types de pieux sans limitation. Elle ne met cependant pas à l'abri des évolutions de certains sites pour des causes naturelles ou artificielles (roches solubles, phénomènes de fontis, frottement négatif, efforts parasites divers, ...) et tous ces points doivent être étudiés, le cas échéant.

#### 3-1 – Contrainte limite de pointe $q_p$ et résistance limite de pointe $Q_p$ .

La résistance à la pointe et le frottement latéral sont calculés à partir des pressions limites mesurées au pressiomètre. La contrainte limite de pointe se calcule par application d'une formule liant la pression limite  $p_{le}$  de l'essai pressiométrique à la pression de rupture sous la pointe.

$$q_p = k_p (p_{le}^* - p_0) + q_0$$

dans laquelle  $p_0$  et  $q_0$  sont respectivement les pressions horizontale et verticale totales des terres au niveau considéré. Ces termes sont souvent négligés, ce qui nous donne :

$$q_p = k_p \times p_{le}^* \quad (2.14)$$

$p_{le}^*$  est la *pression limite nette équivalente* donnée par la formule :

$$p_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{b-b}^{D+3a} p_l^*(z) \cdot dz \quad (2.15)$$

Avec  $a : \max \left\{ \frac{B}{2}, 0.50m \right\} ;$

$b : \min \{ a, h \} ;$

$h : \text{ancrage dans la couche où se situe la pointe du pieu.}$

La pression limite nette équivalente  $p_{le}$  peut également être calculée à partir de la formule suivante :

$$p_{te}^* = \sqrt[3]{p_{i1} \cdot p_{i2} \cdot p_{i3}} \quad (2.16)$$

Les trois valeurs  $p_{i1}$ ,  $p_{i2}$  et  $p_{i3}$  représentent les pressions limites  $p_i$  mesurées un mètre au dessus de la pointe, au niveau de la pointe et un mètre en dessous de la pointe.

Pour une couche uniforme, on a :  $p_{i1} = p_{i2} = p_{i3} = p_{ie}$

Le coefficient de portance  $k_p$  est fonction de la catégorie du sol, de la nature du pieu et de la hauteur d'encastrement équivalente  $D_e$ . Ses valeurs, données par le fascicule 62, sont fournies au **tableau 2.4**.

Nature des terrains		Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles et limons	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sables et graves	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marnes, marno-calcaires		1,8	2,6
Roches altérées (1)		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

(1) La valeur de  $k_p$  pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau auquel le matériau concerné s'apparente le plus.

Tableau 2.4 : Valeurs de  $k_p$  selon le fascicule 62.

La hauteur d'encastrement équivalente  $D_e$  est donnée par la formule :

$$D_e = \frac{1}{p_{te}^*} \int_0^D p_i^*(z) \cdot dz = \frac{1}{p_{te}^*} \sum_i p_{i_i} \cdot h_i \quad (2.17)$$

avec :

$p_{i_i}^*(z)$  : pression limite obtenue à la profondeur  $z$  par interpolation linéaire entre les  $p_i^*$  mesurées immédiatement de part et d'autre de cette profondeur ;

$h_i$  : épaisseur de la couche rencontrée ;

$D$  : hauteur d'encastrement réelle du pieu.

La résistance totale mobilisable par effort de pointe est donnée par  $Q_p = Aq_p$ ,  $A$  étant la section droite du pieu.

**Remarques :**

- Les valeurs de  $k_p$  données dans le **tableau 2.4** ne sont valables que pour de vraies fondations, c'est-à-dire pour un ancrage relatif  $\frac{D_c}{B} \geq 5$ .
- D'après la formule 2.15, un ancrage tel que  $a = \frac{B}{2}$  ou 0.50 m est toléré. Ceci est acceptable lorsque le pieu est fiché dans une couche très résistante (rocher peu altéré par exemple). Dans les sols meubles, il est vivement conseillé d'adopter un ancrage minimal de  $3B$  avec un minimum de 1.50 m dans la couche porteuse.

**3-2 – Frottement latéral  $Q_f$ .**

Des corrélations ont été établies entre la pression limite  $p_l$  du sol et le frottement latéral unitaire  $q_f$ . La méthode générale consiste à choisir, en fonction de la nature du sol et du type de pieu, une *courbe* représentant une relation particulière entre  $q_f$  et  $p_l$ . Les lois  $q_f = f(p_l)$  sont données par les courbes  $Q_1$  à  $Q_7$  de la **figure 2.6** et le choix de la courbe à considérer est donné par le **tableau 2.5**. Les expressions mathématiques de ces courbes sont données par le fascicule 62.

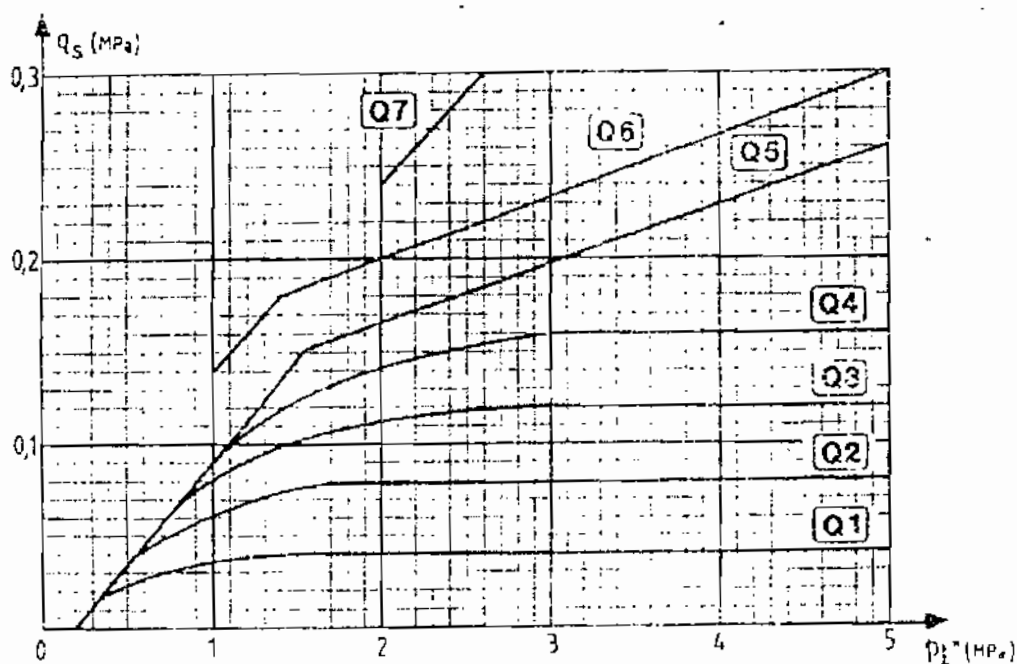


Figure 2.6 : Courbes de frottement latéral.



	ARGILES – LIMONS			SABLES – GRAVES			CRAIES			MARNES		ROCHES
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Foré simple	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1'</sub> Q <sub>2</sub> <sup>(1)</sup>	Q <sub>2'</sub> Q <sub>3</sub> <sup>(1)</sup>	-			Q <sub>1</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4'</sub> Q <sub>5</sub> <sup>(4)</sup>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4'</sub> Q <sub>5</sub> <sup>(4)</sup>	Q <sub>6</sub>
Foré boue	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1'</sub> Q <sub>2</sub> <sup>(1)</sup>		Q <sub>1</sub>	Q <sub>2'</sub> Q <sub>1</sub> <sup>(2)</sup>	Q <sub>3'</sub> Q <sub>2</sub> <sup>(2)</sup>	Q <sub>1</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4'</sub> Q <sub>5</sub> <sup>(4)</sup>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4'</sub> Q <sub>5</sub> <sup>(4)</sup>	Q <sub>6</sub>
Foré tubé (tube récupéré)	Q <sub>1</sub>	Q <sub>1'</sub> Q <sub>2</sub> <sup>(3)</sup>		Q <sub>1</sub>	Q <sub>2'</sub> Q <sub>1</sub> <sup>(2)</sup>	Q <sub>3'</sub> Q <sub>2</sub> <sup>(2)</sup>	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3'</sub> Q <sub>4</sub> <sup>(3)</sup>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	-
Foré tubé (tube perdu)	Q <sub>1</sub>			Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		(4)			Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	-
Puits <sup>(5)</sup>	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	-			Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>5</sub>	Q <sub>6</sub>
Métal battu fermé	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>		(4)			Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>4</sub>
Battu préfabrique béton	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>		(4)			Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>4</sub>	
Battu moulé	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>		Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	-
Battu anrobe	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>		(4)			Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	-
Injecté basse pression	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>		Q <sub>3</sub>			Q <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>5</sub>		-
Injecté haute pression <sup>(6)</sup>	-	Q <sub>4</sub>	Q <sub>5</sub>	Q <sub>5</sub>	Q <sub>6</sub>		-	Q <sub>5</sub>	Q <sub>6</sub>	Q <sub>6</sub>		Q <sub>7</sub> <sup>(7)</sup>

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.  
 (2) Pieux de grande longueur (supérieure à 30 m).  
 (3) Forage à sec - tube non bouvoyé.  
 (4) Dans le cas des crânes, le frottement latéral peut être négligé pour certains types de pieux.  
 Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.  
 (5) Sans tubage et avec tiges perdues (sauf tiges récupérées).  
 (6) Injection sélective et répétitive à faible débit.  
 (7) Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fractures avec obturation des cavités.

Tableau 2.5 : Choix de la courbe de frottement latéral.

#### 4 – Calcul de la charge portante Q<sub>1</sub> à partir de l'essai au pénétromètre.

Il existe une similitude de sollicitation du sol entre un essai au pénétromètre statique et un pieu soumis à une charge verticale centrée et cela laisse supposer que cet essai permet d'obtenir une bonne appréciation de la force portante des pieux. Cet essai, qui se fait par enfoncement des tiges dans le sol se fait à vitesse constante et lente au moyen de vérins, est limité aux pieux fichés dans des terrains meubles.

Selon le fascicule 62, la hauteur d'encastrement équivalente est donnée par la formule :

$$D_e = \frac{1}{q_{cc}} \int_0^p q_c(z) \cdot dz \quad (2.18)$$

avec :

$q_{ce}$  : résistance de pointe équivalente (définie au paragraphe suivant) ;

$q_c(z)$  : résistance de pointe lissée à la profondeur  $z$  ;

$D$  : hauteur d'encastrement réelle du pieu.

#### 4-1 – Contrainte limite $q_p$ sous la pointe.

La contrainte limite ou pression limite sous la pointe est donnée par :

$$q_p = k_c \cdot q_{ce} \quad (2.19)$$

dans laquelle  $k_c$  représente le *coefficient de portance*. Ce coefficient dépend de la nature du sol et du mode de mise en œuvre du pieu (foré ou battu) et traduit la proportionnalité entre la résistance de pointe du pieu et celle du pénétromètre. Ses valeurs, données par le fascicule 62, sont présentées dans le **tableau 2.6**.

Nature du sol et catégorie <sup>(1)</sup>	Pieux mis en œuvre sans refoulement du sol	Pieux mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles et limons	A	0,55
	B	
	C	
Sables et graves	A	0,50
	B	
	C	
Craies	A	0,30
	B	0,45

(1) Les catégories de sol A, B, C sont définies au tableau 2.7.

Tableau 2.6 : Valeurs de  $k_c$  selon le fascicule 62.

La résistance de pointe équivalente est donnée par la formule :

$$q_{ce} = \frac{1}{b + 3a} \int_{b-a}^{D+3a} q_c(z) \cdot dz \quad (2.20)$$

avec :

$$a : \max \left\{ \frac{B}{2}, 0.50m \right\} ;$$

$b$  :  $\min \{a, h\}$ ,  $h$  étant l'ancrage de la fondation dans la couche porteuse ;

$q_{ce}$  : résistance de pointe corrigée (figure 2.7).

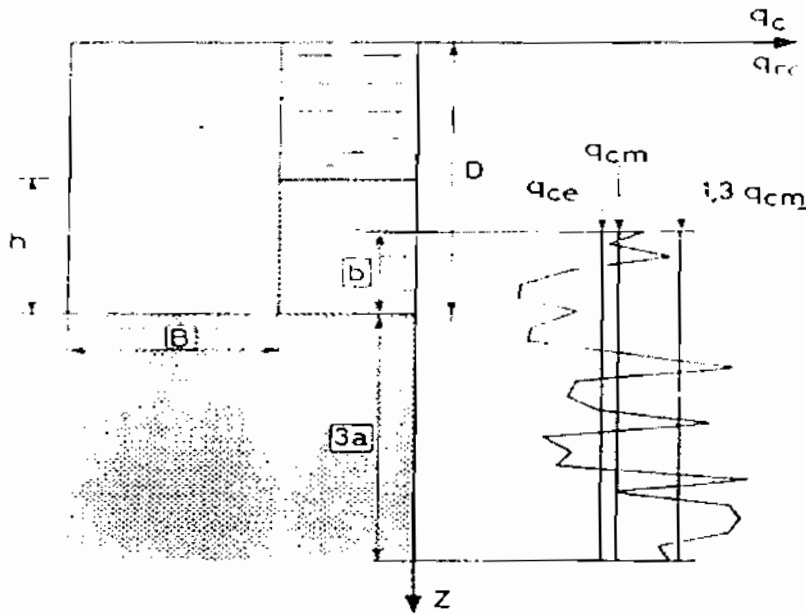


Figure 2.7 : Résistance de pointe équivalente.

$q_{cc}$  est obtenue comme suit :

- calcul de la contrainte moyenne  $q_{cm}$  sur la hauteur  $b$  à  $+3a$  par rapport à la base du pieu,
- plafonnement à  $1.3 q_{cm}$  des résistances supérieures à cette valeur, soit  $q_{cc}(z)$  le diagramme écrêté,
- calcul de la nouvelle moyenne  $q_{cc}$  avec prise en compte des valeurs plafonds.

Classe de sol		Pressiomètre	Pénétromètre
		$P_1$ (MPa)	$q_c$ (MPa)
Argiles, limons	A Argiles et limons mous	< 0,7	< 3,0
	B Argiles et limons fermes	1,2 - 2,0	3,0 - 6,0
	C Argiles très fermes à dures	> 2,5	< 6,0
Sables, graves	A Lâches	< 0,5	< 5,0
	B Moyennement compacts	1,0 - 2,0	8,0 - 15,0
	C Compacts	> 2,5	> 20,0
Craies	A Molles	< 0,7	< 5,0
	B Altérées	1,0 - 2,5	> 5,0
	C Compacts	> 3,0	-
Marnes	A Tendres	1,5 - 4,0	-
Marno-calcaires	B Compacts	> 4,5	-
Roches*	A Altérées	2,5 - 4,0	-
	B Fragmentées	> 4,5	-

(\*) L'appellation "roches" peut regrouper des matériaux divers : calcaire, schiste, granite, etc.  
 Cette classification est réservée aux matériaux présentant des modules pressiométriques > 50 à 80 MPa

Tableau 2.7 : Catégories conventionnelles de sols.

**Remarques :**

- Les valeurs de  $k_c$  données dans le **tableau 2.6** ne sont valables que pour de vraies fondations profondes, e'est-à-dire pour une hauteur d'encastrement équivalente telle que  $\frac{D_e}{B} \geq 5$ .
- D'après la formule 2.20, un ancrage tel que  $a = \frac{B}{2}$  ou 0.50 m est toléré. Dans les sols meubles, il est vivement conseillé d'adopter un ancrage minimal de 3B avec un minimum de 1.50 m dans la couche porteuse.

**4-2 – Frottement latéral unitaire limite.**

Il est difficile et peu pratique d'évaluer le frottement latéral unitaire le long du pieu à partir du frottement mesuré lors de l'essai pénétrométrique mais il existe une relation entre le frottement latéral unitaire limite  $q_f$  du pieu et la *résistance à la pénétration statique*  $q_c$ :

$$q_f = \frac{q_c}{\beta} \tag{2.21}$$

Les valeurs du coefficient  $\beta$  ont été données dans le **tableau 2.2** plus haut. Néanmoins, comme précédemment (paragraphe 2-1-2), il convient de plafonner la valeur de  $q_f$  donnée par cette formule, soit :

$$q_f = \min \left\{ \frac{q_c}{\beta}, q_{f_{max}} \right\} \tag{2.22}$$

**5 – Charge admissible nette  $Q_{ad}$  d'un pieu foré.**

On appelle *charge admissible* d'un pieu la charge maximale que l'on puisse lui appliquer sans risque de rupture et sans que les tassements dépassent une certaine valeur appelée *tassement limite*. La charge admissible sera comparée à la charge résultante de la descente de charge. On introduit ainsi la notion des facteurs de sécurité. Suivant les règles du B.A.E.L, les efforts (de pointe et frottement latéral) sont affectés des coefficients réducteurs suivants :

$$ELS : Q_{ad} = \frac{Q_p'}{3} + \frac{Q_f}{2}$$

$$ELU : Q_{ad} = \frac{Q_p'}{2} + \frac{3Q_f}{4}$$

$Q_p'$  : force portante nette à la pointe du pieu. Dans les sables, on peut assimiler la force portante brute  $Q_p$  à la force portante nette.

$Q_f$ : force de frottement mobilisable par le pieu.

## 6 – Pieux sollicités en compression ou en traction.

Nous avons vu plus haut que la charge limite du pieu  $Q_u$  en compression s'écrit :

$$Q_u = Q_p + Q_f$$

On admet que le frottement latéral limite mobilisable est identique, que le pieu soit sollicité en compression ou en traction. La charge limite de traction  $Q_{tu}$  s'écrit donc :

$$Q_{tu} = Q_f \quad (2.23)$$

Pour déterminer les charges admissibles sous les états limites de service, on fait référence à la charge de fluage qui peut être déterminée, soit par un essai de chargement du pieu, soit à l'aide des formules 2.24, 2.25 et 2.26 suivantes.

La charge de fluage en compression  $Q_c$  est donnée par la formule 2.24 pour les pieux mis en œuvre *refoulement du sol* (pieux forés).

$$Q_c = 0.5 \cdot Q_p + 0.7 \cdot Q_f \quad (2.24)$$

Pour les pieux mis en œuvre avec *refoulement du sol* (pieux battus), elle est donnée par la formule 2.25 :

$$Q_c = 0.7 \cdot Q_p + 0.7 \cdot Q_f \quad (2.25)$$

La charge de fluage en compression  $Q_{tc}$  est donnée, quelque soit le cas, par la formule :

$$Q_{tc} = 0.7 \cdot Q_f \quad (2.26)$$

Les charges admissibles sous les différentes sollicitations sont données par le **tableau 2.8**, d'après le fascicule 62.

Etats limites	Combinaisons	Traction $Q_{min}$	Compression $Q_{max}$
Ultimes	Fondamentales	$\frac{Q_{tu}}{1.40}$	$\frac{Q_u}{1.40}$
	Accidentelles	$\frac{Q_{tu}}{1.30}$	$\frac{Q_u}{1.20}$
De service	Rares	$\frac{Q_{tc}}{1.40}$	$\frac{Q_c}{1.10}$
	Quasi-permanentes	0 <sup>(1)</sup>	$\frac{Q_c}{1.40}$

(1) D'après le fascicule 62, les pieux ne sont normalement pas conçus pour travailler en traction de façon permanente. Cependant, ce type de fonctionnement est admis pour les les micropieux

**Tableau 2.8** : Charges admissibles en traction  $Q_{min}$  et en compression  $Q_{max}$ .

## **7 – Tassement d'un pieu isolé.**

Le tassement d'un pieu isolé sous les charges usuelles est généralement faible et ne constitue pas un paramètre de calcul déterminant pour la plupart des structures. Par contre, dans certains cas où l'on a des pieux isolés, il est nécessaire de prendre en compte le tassement.

Expérimentalement, on remarque que le tassement en tête des pieux est en général de 1 cm, sous une charge de référence égale à  $0.7Q_p$  et ce, pour une gamme de pieux dont la longueur de fiche est comprise entre 6 et 45 m, et dont le diamètre B varie entre 0.30 et 1.50 m.

On définit une valeur limite du tassement notée  $S_{ref}$  sous la charge de référence :

- Pour les pieux forés :

$$S_{ref} = 0.006 B \text{ (avec des valeurs extrêmes de 0.003 et 0.010 B)}$$

- Pour les pieux battus :

$$S_{ref} = 0.009 B \text{ (avec des valeurs extrêmes de 0.003 et 0.010 B)}$$

### III – GROUPE DE PIEUX.

#### 1 – Comportement d'un groupe de pieux.

Les pieux sont, dans la pratique, presque toujours battus ou forés par groupe. Il convient donc d'étudier l'influence de ce voisinage sur la force portante de chaque pieu du groupe et le tassement de l'ensemble. Lorsque les pieux sont rapprochés, il ne suffit pas de vérifier la résistance d'un pieu considéré comme isolé. En effet, il arrive que la charge limite globale  $Q_g$  du groupe de  $n$  pieux soit inférieure à la somme des charges limites des pieux du groupe  $Q_i$ , considérés comme isolés. Dès que l'entraxe de deux pieux est inférieur à un dixième de leur longueur, la capacité portante de chacun des pieux est diminuée. Cet abaissement de la capacité dépend de la taille de chaque pieu, de la forme du groupement ainsi que de la nature du terrain. Cette perte de résistance peut s'évaluer à l'aide de plusieurs méthodes.

Le coefficient d'efficacité  $f$  du groupe de pieux est un coefficient correcteur qui s'applique à la force portante du pieu isolé et permet d'évaluer la force portante de l'un des pieux du groupe. Il se définit comme suit :

$$f = \frac{Q_g}{\sum Q_i} = \frac{Q_g}{n \cdot Q_i} \quad (2.27)$$

Une idée intuitive de l'effet de groupe est donné par des pieux battus dans un sable lâche. Le battage et la pénétration des pieux resserrent la structure et compactent le sol entre les pieux, ce qui confère au groupe une force portante améliorée ( $f > 1$ ). En milieu serré au contraire, du fait de la dilatance, la pénétration des pieux produit un relâchement de la structure avec augmentation de l'indice des vides, qui se traduit par une diminution de la capacité portante du groupe ( $f < 1$ ).

Parmi les différentes méthodes qui ont été avancées pour le calcul de la capacité portante d'un groupe de pieux, nous indiquerons la méthode basée sur le coefficient d'efficacité. Plusieurs formules ont été avancées pour le calcul du coefficient d'efficacité  $f$ . Nous proposons ici la formule de « Los Angeles » :

$$f = 1 - \frac{B}{L} \cdot \frac{1}{\pi \cdot m \cdot n} \left[ m(n-1) + n(m-1) + \sqrt{2} (m-1)(n-1) \right] \quad (2.28)$$

Dans laquelle :

$m$  : nombre de rangées ;

$n$  : nombre de pieux dans chaque rangée ;

$B$  : diamètre d'un pieu ;

$L$  : entraxe des pieux d'une même rangée.

La charge portante limite d'un pieu du groupe est alors donnée par :  $Q_i = f \cdot Q_l$

Et la charge portante limite du groupe est donnée par :  $Q_g = N \cdot f \cdot Q_l$

$N$  étant le nombre de pieux du groupe.

On notera l'existence de la *formule de Converse-Labarre* qui ne s'applique qu'à certains milieux sableux :

$$f = 1 - \theta \cdot \frac{(m-1) \cdot n + (n-1) \cdot m}{90 \cdot m \cdot n}$$

où  $\theta = \tan^{-1} \left( \frac{B}{L} \right)$ , en degrés.

Une autre méthode qui donne des résultats comparables est la méthode de la « *règle de FELD* » qui admet que chaque pieu a pour charge portante la charge portante d'un pieu isolé diminuée d'autant de fois 1/16 de sa valeur qu'il a de pieux voisins.

Par ailleurs, la transmission des contraintes en profondeur sous un groupe est différente de celle sous un pieu isolé. Il y a en effet, interférence des contraintes induites par chaque pieu et un *effet radier* apparaît (voir **figure 2.8**).

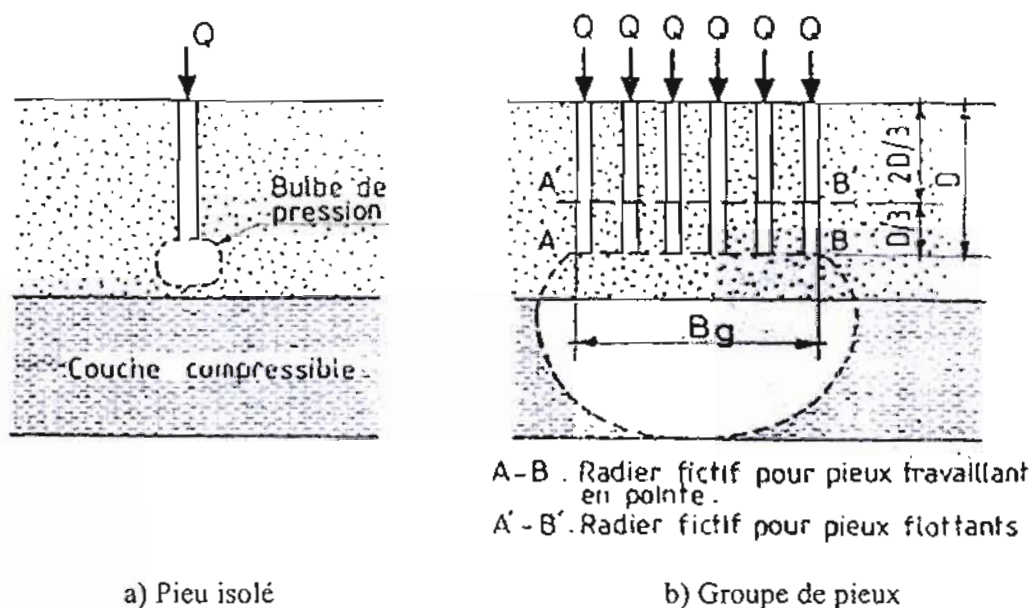


Figure 2.8 : Action d'un groupe de pieux en profondeur.



## 2 – Sécurité vis-à-vis de la rupture du groupe de pieux.

On considère le pieu comme une pile monolithique de largeur  $B_g$ , de section correspondant à l'enveloppe du groupe de pieux (aire  $A$ ), de périmètre  $P$  correspondant au contour-enveloppe et de fiche  $D$  (figure 2.8b et figure 2.9).

La résistance à la rupture de la pile est la somme de deux termes : la résistance de pointe sur l'aire  $A$  et le frottement latéral sur le fût de la pile.

La charge limite de pointe  $Q_{gp}$  se calcule comme celle d'une fondation superficielle, semi-profonde ou profonde selon le rapport  $\frac{D}{B_g}$ . S'il existe une couche molle sous-jacente, il faut considérer la fondation comme fondée sur un bicouche. Ceci est relatif aux méthodes de dimensionnement des fondations superficielles et sort du cadre de cette étude.

La charge limite en frottement latéral pour un milieu homogène est  $Q_{gf} = P \cdot q_f \cdot D$ .

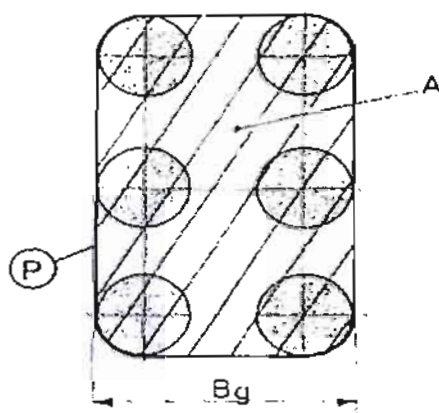


Figure 2.9 : Pile fictive.

La justification du groupe se fait en incluant dans les sollicitations le poids des pieux et du massif de sol formant la pile monolithique fictive.

Si le calcul conduit à une sécurité insuffisante vis-à-vis de la rupture, il faut élargir la pile fictive en écartant les pieux ou bien les allonger.

## 3 – Tassement d'un groupe de pieux.

Les tassements d'un pieu isolé sous une charge nominale sont généralement faibles (inférieurs à 1 ou 2 cm) et l'on ne s'en préoccupe pas. Par contre, les dimensions d'un groupe de pieux sont telles qu'il peut transmettre les charges qu'ils supporte à des profondeurs assez

importantes au dessous de la pointe des pieux, ce qui peut entraîner des tassements non négligeables des couches sous-jacentes.

Terzaghi et Peck ont proposé les méthodes suivantes pour prévoir le tassement d'un groupe de pieux flottants dans l'argile. On considère une semelle fictive située au  $\frac{2}{3}$  de la longueur des pieux et qui supporte les charges permanente  $Q$  appliquées sur la semelle qui supporte les charges permanentes  $Q$  appliquées sur la semelle de liaison (**figure 2.10a**). On calcule le tassement de cette semelle en prenant une répartition des contraintes en profondeur à 1 pour 2.

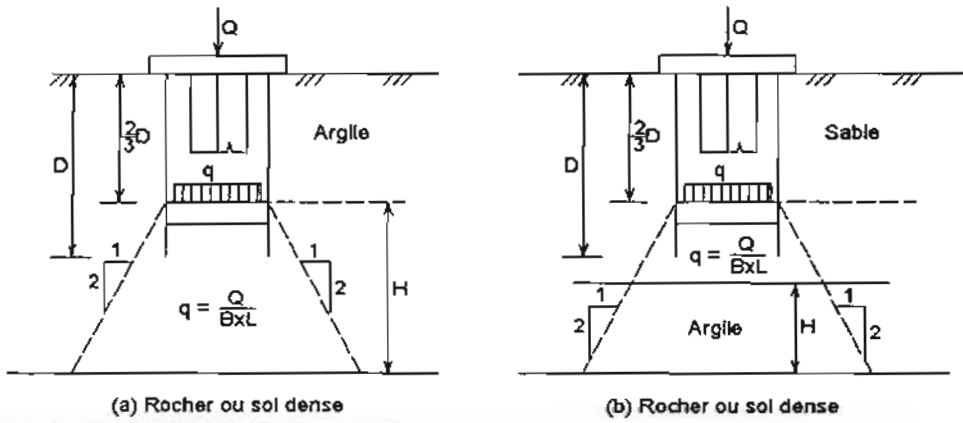


Figure 2.10 : Calcul du tassement d'un groupe de pieux.

Dans ce cas, le tassement est égal à celui de la couche d'épaisseur  $H$ . Dans le cas de pieux battus dans un dépôt de sable reposant sur une couche compressible, l'on procède de la même façon, sauf que  $H$  représente l'épaisseur de la couche d'argile (**figure 2.10b**). La même procédure est suivie lorsque les pieux travaillent en pointe, mais le sable repose aussi sur une couche d'argile assez compressible (**figure 2.11**).

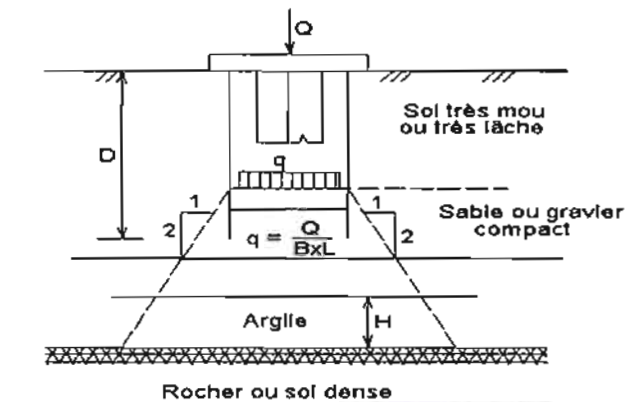


Figure 2.11 : Pieux chargés en pointe dans un massif de sable.

De plus, s'il y a un frottement négatif, il faut que les charges causées par ce frottement soient incluses dans les charges totales que le groupe de pieux doit supporter. Dans le cas des sables, les tassements sont généralement faibles et rapides, et ne posent guère de problèmes. Toutefois, dans le cas de pieux flottants dans un sable lâche, on pourra par sécurité appliquer la méthode de la semelle fictive décrite précédemment.

## IV – FROTTEMENT NEGATIF SUR LES PIEUX.

### 1 – Description du phénomène.

Le frottement négatif se manifeste lorsque le terrain traversé par le pieu est le siège d'un tassement ou lorsqu'une couche du sol prend appui sur le pieu et le charge. Ceci se produit dans trois cas principaux, lors du rabattement d'une nappe phréatique, en raison de la surcharge de couches très compressibles par des remblais ou pendant la consolidation du sol. La charge ainsi ajoutée peut être grande. Le sol s'enfonce par rapport au pieu et non l'inverse comme c'est le cas dans des conditions courantes de sollicitations des pieux. S'il y a déplacement, il se produit alors un frottement au contact sol-pieu (voir **figure 2.12**). Il se développe donc un frottement latéral dirigé vers le bas qui provoque un effort de compression dans le pieu.

Les déplacements verticaux du sol (tassements) sont maximaux à la partie supérieure et diminuent avec la profondeur. En effet, le déplacement  $AA'$  est dû au déplacement de la couche d'épaisseur  $H$  et le déplacement  $CC'$  n'est dû qu'au tassement d'une couche d'épaisseur  $H-z$ . A partir d'une profondeur  $H'$ , le tassement du sol est inférieur ou égal à l'enfoncement du pieu sous l'effet de la charge qu'il supporte. Le point situé à cette profondeur est appelé *point neutre N* (**figure 2.12**).

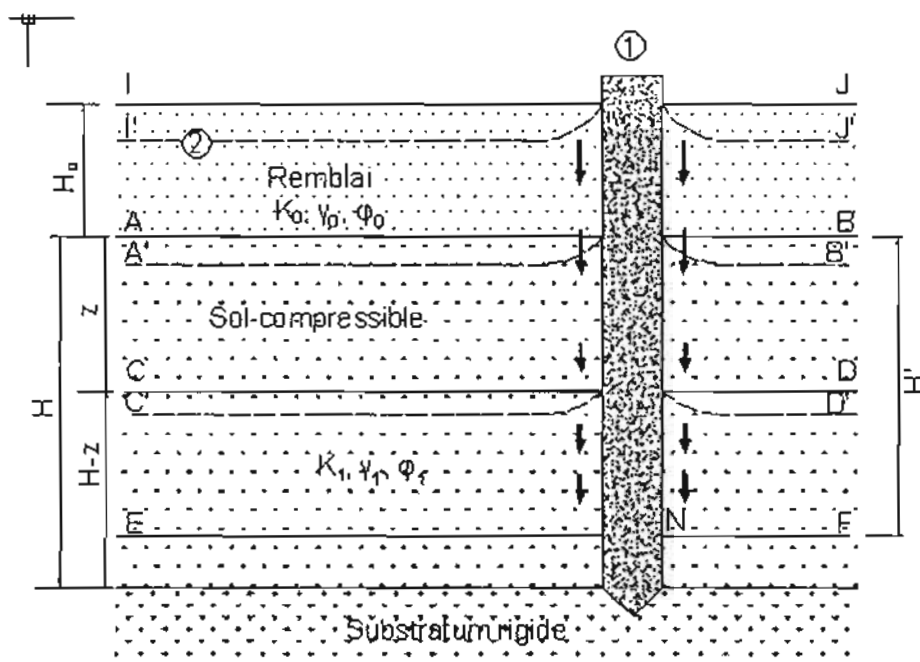


Figure 2.12 : Frottement négatif sur un pieu.

## 2 – Méthode de calcul.

La détermination de l'intensité du frottement négatif est extrêmement difficile, même pour un pieu isolé. Pour leur évaluation, il existe certains principes de base à suivre :

1. Sauf cas particuliers (liquéfaction des sols), le frottement négatif est un phénomène lent, puisqu'il ne peut se développer qu'au fur et à mesure de la consolidation des couches compressibles. Les caractéristiques mécaniques à prendre en compte sont donc les caractéristiques effectives  $\phi'$  et  $c'$ .
2. Au-delà du point neutre N, le frottement négatif n'existe plus.
3. Si le pieu traverse un remblai surchargeant le sol, le frottement négatif s'exerce sur toute l'épaisseur du remblai et sur la couche compressible jusqu'en N.

Le frottement négatif unitaire  $f_n$  est donné par la formule ci-après :

$$f_n(z) = \sigma'_v(z) \cdot \tan \delta = K \cdot \sigma'_v(z) \cdot \tan \delta \quad (2.29)$$

$\sigma'_v(z)$  étant la contrainte effective verticale à une profondeur quelconque  $z$  et à proximité immédiate du fût du pieu,  $K$  le coefficient de pression des terres au contact sol/pieu et  $\delta$  l'angle de frottement sol/pieu qui dépend du type de pieu et de la nature du sol.

### 2-1 – Valeur maximale du frottement négatif.

Suivant l'hypothèse la plus simple, on admettra que la contrainte verticale  $\sigma'_v(z)$  correspond au poids des terres et à la surcharge à la profondeur considérée. Le frottement négatif total  $F_n$  sur le pieu s'obtient alors par intégration de la formule précédente (2.29) depuis la partie supérieure du pieu jusqu'à la profondeur du point neutre. Cette méthode conduit généralement à une surestimation du frottement négatif parce que l'effet d'accrochage n'est pas pris en compte. L'estimation du frottement négatif ainsi obtenue correspond donc à une valeur maximale.

$$F_n = \int_0^{H_0+H} K \cdot \sigma'_v(z) \cdot \tan \delta \cdot dz \quad (2.30)$$

### 2-2 – Description et prise en compte du phénomène d'accrochage.

À proximité du fût du pieu la contrainte  $\sigma'_v$  est réduite en profondeur parce qu'une partie du poids des terres est transmise dans le pieu par le frottement négatif mobilisé au-dessus du point considéré : c'est l'effet d'accrochage.

À une distance  $\rho$  de l'axe du pieu (voir figure 2.13), l'effet d'accrochage ne se fait plus sentir et la contrainte verticale à la profondeur  $z$  désignée par  $\sigma'_i(z)$  correspond au poids des terres et des surcharges. À une distance  $r$  comprise entre le rayon du pieu  $R$  et  $\rho$ , l'effet d'accrochage réduit la valeur de la contrainte verticale ; soit  $\sigma'_v(z, r)$  cette contrainte. À la distance  $R$  correspondant au fût du pieu, la contrainte réduite est toujours désignée par  $\sigma'_v(z)$ .

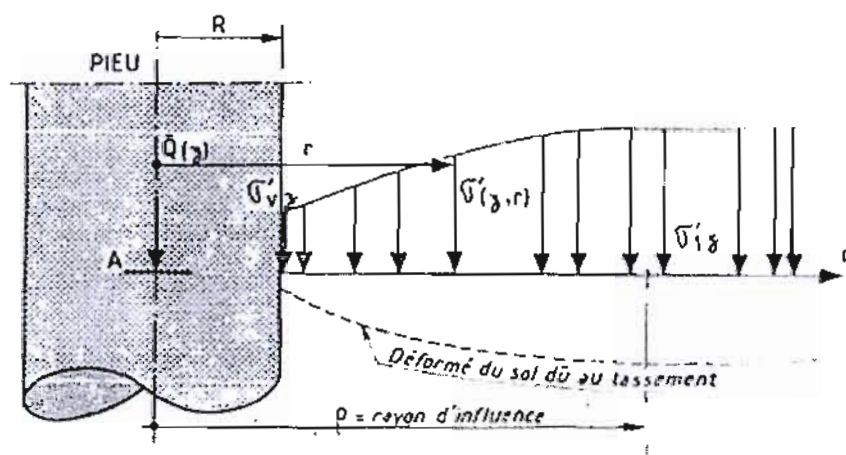


Figure 2.13 : Effet d'accrochage.

Ce mécanisme a été étudié par *O. Combarieu*. En considérant un pieu circulaire de rayon  $R$ , l'équilibre des forces impose que :

$$F_n(z) + 2\pi \int_R^\rho \sigma'_v(z, r) \cdot r \cdot dr = \pi(\rho^2 - R^2) \cdot \sigma'_i(z)$$

La valeur de  $\sigma'_v(z, r)$  est donnée par :

$$\sigma'_v(z, r) - \sigma'_v(z) = [\sigma'_i(z) - \sigma'_v(z)] \cdot \left[ 1 - e^{-\lambda \frac{r-R}{R}} \right] \quad (2.31)$$

$\lambda$  est un coefficient caractérisant l'amplitude de l'accrochage du sol autour de la fondation ; il prend les valeurs suivantes :

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{1}{0.5 + 25K \cdot \tan \delta} & \text{si } K \cdot \tan \delta \leq 0.150 \\ \lambda &= 0.385 - K \cdot \tan \delta & \text{si } 0.150 \leq K \cdot \tan \delta \leq 0.385 \\ \lambda &= 0 & \text{si } K \cdot \tan \delta > 0.385 \end{aligned} \quad (2.32)$$

Le calcul consiste donc à déterminer la valeur de  $\sigma'_v(z)$ . Il s'effectue en découpant le sol en tranches horizontales et en effectuant le calcul successivement pour chaque tranche de haut en bas.

Soit  $\sigma'_v(z_i)$  la contrainte verticale au contact du fût du pieu au sommet de la tranche  $i$  d'épaisseur  $\Delta z_i$ ; la valeur de  $\sigma'_v(z_{i+1})$  est donnée par les formules suivantes :

Posons :

$$\mu(\lambda) = \frac{\lambda^2}{1 + \lambda} \quad \text{et} \quad L_0 = \frac{R}{\mu(\lambda) \cdot K \cdot \tan \delta} \quad (2.33)$$

$\sigma'_v(z_{i+1})$  est donnée par la formule 2.34 si  $\mu(\lambda) \neq 0$  et par la formule 2.35 si  $\mu(\lambda) = 0$ .

$$\sigma'_v(z_{i+1}) = \sigma'_v(z_i) + \left[ L_0 \cdot \frac{d\sigma'_i}{dz} - \sigma'_v(z_i) \right] \cdot \left[ 1 - e^{-\Delta z_i / L_0} \right] \quad (2.34)$$

$$\sigma'_v(z_{i+1}) = \sigma'_v(z_i) + \Delta z_i \cdot \frac{d\sigma'_i}{dz} \quad (2.35)$$

## 2-3 – Application pratique.

### 2-3-1 – Valeurs de $K \cdot \tan \delta$

Le frottement négatif total  $F_n$  s'exerçant sur le pieu peut être très élevé et absorber une part prépondérante, voire la totalité de la capacité portante du pieu. Pour réduire  $F_n$ , des dispositions spéciales peuvent être prises. On citera à ce titre le traitement de la surface des pieux avec des enduits à base de bitume ou bien la réalisation d'un double chemisage sur une certaine hauteur.

Les formules précédentes font apparaître le terme  $(K \cdot \tan \delta)$ . Les valeurs données dans le **tableau 2.9** peuvent être adoptées.

Nature du sol	Type de pieu		
	Foré tubé	Foré	Battu
Tourbe, argile et limon mous	0,10	0,15	0,20
Argile et limon fermes à durs	0,15	0,20	0,30
Sables et graves très lâches	1,35	0,35	0,35
Sables et graves lâches à peu compacts	0,45	0,45	0,45
Sables et graves moyennement compacts à compacts	0,5 à 1	0,5 à 1	0,5 à 1

Tableau 2.9 : Valeurs de  $K \cdot \tan \delta$ .

### 2-3-2 – Cas particuliers.

- Pieux battus ou chemisés enduits de bitume dans les sols fins :  $K \cdot \tan \delta = 0.02$ .
- Cake annulaire de bentonite :  $K \cdot \tan \delta = 0.05$ .

### 2-3-3 – Détermination de la position du point neutre.

Le frottement négatif est normalement calculé jusqu'au point neutre situé à la profondeur  $H'$ . On admet que ce point correspond à un tassement résiduel des couches inférieures (calculé sans tenir compte des pieux) égal à  $B/100$ , cette valeur étant estimée forfaitairement comme celle du tassement du pieu.

Cependant, l'effet d'accrochage peut être tel qu'à une profondeur  $z$  ( $z < H'$ ), la contrainte verticale au contact du pieu  $\sigma'_v(z)$  devienne égale à la contrainte initiale  $\sigma'_{v0}(z)$ . Si tel est le cas, le calcul par tranches est arrêté à la profondeur  $z$ .

### 2-3-4 – Choix de la méthode.

Le frottement maximal déduit de la formule 2.29 peut être retenu dans les cas suivants :

- épaisseur des couches intéressées faibles,
- valeur de  $F_n$  modérée,
- $F_n$  provenant essentiellement d'une couche superficielle à angle de frottement interne élevé pour laquelle l'effet d'accrochage est nul ( $\lambda = 0$ ).

Dans les autres cas, il est recommandé de tenir compte de l'effet d'accrochage en utilisant la méthode de O. Combarieu.

## 3 – Frottement négatif sur les pieux d'un groupe.

Dans un groupe de pieux, tous les pieux ne sont pas sollicités de manière identique ; le frottement négatif sera moins élevé sur un pieu central que sur un pieu extérieur. Les règles empiriques ci-après sont utilisées.

Soit :

- $F_n(\infty)$  le frottement négatif sur un pieu isolé,
- $F_n(b)$  le frottement négatif sur un pieu d'un groupe illimité de pieux identiques avec des entraxes respectifs  $d$  et  $d'$  dans les deux sens.



$F_n(b)$  est calculé par la même méthode que pour le pieu isolé, le coefficient  $\mu$  prenant cette fois-ci une valeur différente qui est fournie par l'annexe 2.2. La valeur de  $b$  est donnée par :

$$b = \frac{d}{\sqrt{\pi}} \text{ pour une seule file de pieux d'entraxe } d \text{ (figure 2.13a) et par} \quad (2.36)$$

$$b = \sqrt{\frac{d \cdot d'}{\pi}} \text{ pour un groupe (figure 2.13b).}$$

Le frottement négatif  $F_n$  sur chaque pieu d'un groupe est obtenu par la formule 2.37, les valeurs des coefficients  $\alpha$  et  $\beta$  dépendant de la position occupée par le pieu.

$$F_n = \alpha \cdot F_n(b) + \beta \cdot F_n(\infty) \quad (2.37)$$

➤ Dans une file unique :

- pieux d'extrémités (a)  $\alpha = \frac{1}{3}$   $\beta = \frac{2}{3}$
- pieux intermédiaires (b)  $\alpha = \frac{2}{3}$   $\beta = \frac{1}{3}$

➤ Dans un groupe de pieux :

- pieux d'angle (a)  $\alpha = \frac{7}{12}$   $\beta = \frac{5}{12}$
- pieux extérieurs (e)  $\alpha = \frac{5}{6}$   $\beta = \frac{1}{6}$
- pieux intérieurs (i)  $\alpha = 1$   $\beta = 0$

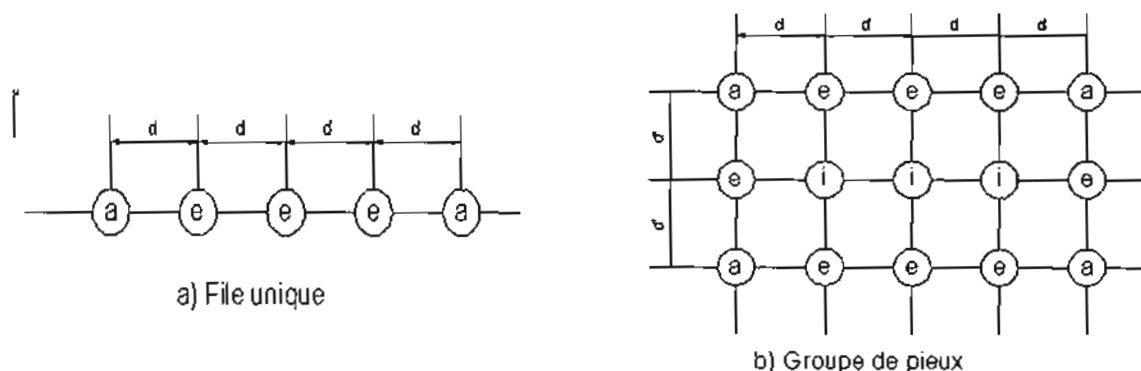


Figure 2.14 : Position des pieux.

## V – EFFORTS HORIZONTAUX ET PIEUX INCLINÉS.

Les murs de soutènement sont plus indiqués pour la reprise des efforts horizontaux sur les ouvrages de fondation. Néanmoins, il arrive que les pieux soient soumis, en plus des efforts verticaux, à des efforts horizontaux limités. Les efforts horizontaux généralement admis pour les pieux verticaux sont résumés dans le **tableau 2.10**.

Type de pieu	Tête	Type de sol	Efforts horizontaux admis (kN)
Bois (B = 0,30 m)	libre ou	sable	6,7
		argile	6,7
	encastrée	sable	18,0
		argile	18,0
Béton (B = 0,40 m)	libre ou	sable	27,0
	encastrée	argile	22,0

Tableau 2.10 : Efforts horizontaux admis pour les pieux verticaux.

### Remarques :

- L'encastrement est réalisé si le pieu est « noyé » de 50 cm au minimum dans le béton de la semelle.
- Dans le cas des argiles molles, les efforts horizontaux admis sont de l'ordre de 5 kN.
- Les pieux en béton fondés dans de l'argile molle et soumis à des efforts horizontaux supérieurs à 5 kN devront être armés en flexion.
- Les déplacements horizontaux admis dans le cas des édifices courants sont de l'ordre de 6 à 7 mm.
- Dans le cas où les efforts horizontaux sont supérieurs à ceux indiqués au tableau précédent, il peut être plus économique d'utiliser des pieux inclinés.

Pour qu'un pieu supportant en tête un effort vertical  $Q_V$  et un effort horizontal  $Q_H$  ne subisse que des efforts de compression axiaux (la résultante  $Q_R$  passant par l'axe du pieu), il faut l'incliner (voir **figure 2.15**).

Cet angle d'inclinaison est en général fixé et un pieu ainsi incliné peut reprendre un effort horizontal  $Q_H$ , fonction de l'effort vertical  $Q_V$  appliqué, l'effort axial étant limité par la charge nominale ou admissible du pieu :

$$Q_H = Q_V \cdot \tan \alpha$$

$$Q_R = \frac{Q_V}{\cos \alpha} \leq Q_N, \text{ soit } Q_V \leq Q_N \cdot \cos \alpha$$

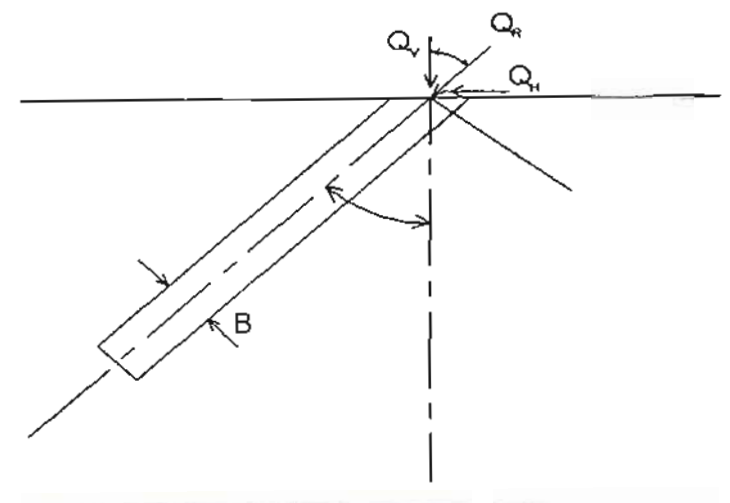


Figure 2.15 : Pieu incliné chargé axialement.

$Q_N$  est généralement calculé comme pour un pieu vertical. Les valeurs admissibles de  $\alpha$  sont fixées en fonction du matériel de forage (pieux exécutés en place) ou de battage (pieux battus). Les règles suivantes peuvent être adoptées :

### 1 – Pieux exécutés en place.

- Si  $B \geq 1.20m$ , inclinaison déconseillée ;
- Si  $0.80 \leq B < 1.20m$ , inclinaison de  $12^\circ$  au maximum ;
- Si  $B < 0.80m$ , inclinaison limitée à  $12^\circ$  si le terrain est aquifère et pouvant atteindre  $18^\circ$  si le terrain est non aquifère.

### 2 – Pieux battus.

La valeur de  $\alpha$  est limitée à  $20^\circ$  pour des raisons de rendement et de battage.

Lorsque les efforts horizontaux sont très importants par rapport aux efforts verticaux, on est amené à disposer les pieux de façon à ce que certaines files travaillent à l'arrachement (figure 2.16). Le pieu résiste alors uniquement par le frottement latéral, qui est généralement pris égal à 40% ou 50% du frottement latéral utilisé pour les calculs en compression.

Si, au cours de la vie de l'ouvrage, le système de charge se modifie, le pieu doit résister en fléchissant et mobiliser la butée latérale du terrain. Dans ce cas, on a théories faisant appel à la réaction latérale du sol.

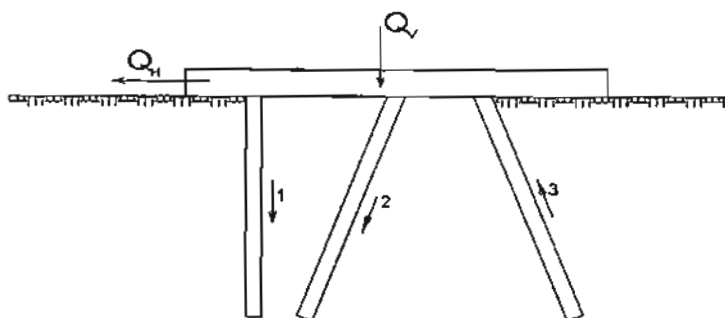


Figure 2.16 : Disposition avec une file de pieux travaillant à l'arrachement.

## VI – JUSTIFICATIONS ET DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES.

### 1 - Capacité portante ou force portante.

#### 1-1 - Force portante limite $Q_l$ .

Comme nous l'avons vu plus haut, la force limite  $Q_l$  d'un pieu fait intervenir deux termes : le terme de pointe  $Q_p$  et le frottement latéral  $Q_f$ .

- Lorsque le frottement latéral le long du pieu est positif (le pieu tasse plus que le sol et c'est le cas le plus général), le frottement latéral est dirigé vers le haut et participe à la résistance du pieu. On dit que le frottement latéral est positif et :  $Q_l = Q_p + Q_f$
- Lorsque le frottement latéral est négatif (le sol tasse plus que le pieu et surcharge le pieu au lieu de le soutenir), le frottement latéral est dirigé vers le bas et la force portante est égale à l'effort de pointe diminué du frottement latéral : on dit que le frottement latéral est négatif et  $Q_l = Q_p - Q_f$ ;

On peut choisir d'annuler l'effet du frottement négatif en rendant lisse la paroi du pieu par un enduit comme le bitume.

#### 1-2 - Force portante admissible.

Selon la règle des contraintes admissibles, la charge  $Q$  appliquée à la fondation, résultant de la descente de charge aux états limites, doit rester inférieure à la force portante admissible  $Q_{ad}$  du sol de fondation définie plus haut :  $Q \leq Q_{ad}$

### 2 – Type de pieux.

Le choix du type de pieux n'est généralement pas fait au niveau de l'étude des fondations. C'est le plus souvent l'entreprise qui propose une technologie particulière à partir de critères qui peuvent être :

- les orientations définies dans le dossier d'appel d'offres (type de pieux),
- les habitudes locales ou liées au type d'ouvrage considéré,
- le matériel dont dispose l'entreprise,
- la configuration du site : (site aquatique ou terrestre),
- la nature des sols et la circulation de l'eau,
- le coût...

### 3 – Dimensions et inclinaison.

#### 3-1 – Diamètre.

Pour les pieux circulaires, on parle de diamètre  $D$  alors que pour les autres sections, on parle de largeur  $B$ .

- Les gros pieux forés ou puits ( $B > 1.00\text{m}$ ) sont en règle général, réservés aux grands ouvrages.
- Les pieux forés, non tubés sur toute leur longueur, ont une dimension transversale minimale de 0.60 m. Pour les ponts-routes, il est recommandé de ne pas descendre au dessous de 0.80 m.
- Les petits pieux ne sont adaptés qu'aux ouvrages modestes, d'appuis modérés.
- Plus particulièrement, les micropieux ont un diamètre inférieur ou égal à 250 mm
- Si les efforts horizontaux sont faibles, les pieux de faible diamètre ( $B \leq 0.60\text{ m}$ ) peuvent convenir, quitte à les incliner, alors que ceux de grands diamètres ont rarement besoin d'être incliné.
- Le choix du diamètre du pieu peut être conditionné par sa longueur.

#### 3-2 – Longueur.

La longueur des pieux dépend :

- de l'épaisseur des couches de sols résistants devant être traversées par le pieu pour mobiliser un frottement latéral suffisant.
- de la profondeur du substratum résistant et de l'encastrement prévu dans le substratum si l'étude montre qu'il est nécessaire de l'atteindre.

**Remarques :** Dans le cas où le substratum n'existe pas où se trouve à grande profondeur, on cherchera à profiter au maximum de la résistance au frottement latéral. Les pieux sont alors dits flottants, car l'effort de pointe est très faible.

#### 3-3 – Inclinaison.

La seule limite à l'inclinaison, quels que soit le diamètre et le type de pieu, reste imposée par le matériel d'exécution. Actuellement, on ne dépasse pas une inclinaison de  $20^\circ$ .

### 4 – Disposition en plan d'un groupe de pieux.

La disposition en plan des pieux d'une même fondation doit permettre :

- d'assurer une répartition la plus homogène possible des charges axiales entre les différents pieux,
- d'assurer le centrage du groupe de pieux sous les parties de la structure qui transmettent des sollicitations à la fondation.

L'espacement minimal de deux pieux doit être de  $1.5 B$ , soit un entraxe minimal de  $2.5 B$ , et cela pour de raisons d'exécution ( $B$  étant le diamètre du pieu en m). Bien qu'il n'existe pas d'espacement maximal à respecter, il faut éviter une distance entre pieux trop importante qui conduit à une forte épaisseur de la semelle de liaison.

### **5 – Démarche à suivre pour une étude de fondations profondes.**

Le dimensionnement d'une fondation sur pieux ne peut se faire que par tâtonnements. On part d'un avant-projet établi de façon plus ou moins empirique : c'est le prédimensionnement. On le soumet ensuite aux vérifications nécessaires. Si une ou plusieurs conditions ne sont pas satisfaites, on reprend le projet jusqu'à l'obtention d'une fondation capable de résister correctement aux charges transmises par l'ouvrage et résultant d'une descente de charges.

On peut schématiser les étapes d'un projet de fondations profondes de la façon suivante :

- ❖ reconnaissance géotechnique et essais ;
- ❖ descente de charges des ouvrages ;
- ❖ choix entre fondations profondes et fondations superficielles ;
- ❖ type et profondeur des fondations ;
- ❖ calcul des charges limites ;
- ❖ calcul des charges admissibles et, parfois, détermination des tassements ;
- ❖ dimensionnement des pieux (béton, armature, acier, etc.)
- ❖ vérifications particulières : frottement négatif, risque de cisaillement des pieux, effet de groupe, etc.

On obtient une première approximation du nombre de pieux en divisant la charge verticale par la charge maximale que peut supporter le pieu, et cela à l'état limite et sous les combinaisons d'actions les plus défavorables ;

Il ne faut pas non plus perdre de vue qu'un projet de fondation, au-delà de la confrontation des charges apportées par la superstructure aux propriétés mécaniques du site, doit tenir compte des problèmes posés lors de l'exécution.

Mentionnons qu'on ne doit envisager des fondations profondes dans un projet qu'après avoir conclu que les fondations superficielles ne sont pas possibles.

# Chapitre 3

PROGRAMME DE CALCUL **FONDPRO.**



## I – PRESENTATION DU PROGRAMME FONDPRO.

L'objectif principal de ce projet de fin d'études était l'élaboration d'un programme de calcul des fondations profondes. Le programme élaboré – FondPro 1.0 (figures 3.1) – développé avec Borland C++ Builder sous Windows XP, comporte trois modules ou méthodes de calcul des pieux que sont :

- La méthode des Hollandais,
- La méthode de Crandall,
- La méthode C- $\phi$ .

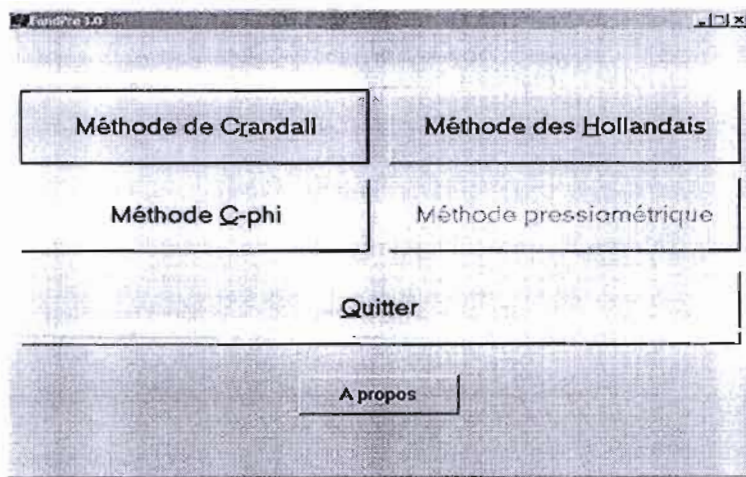


Figure 3.1 : Interface du programme FondPro 1.0.

## II – MANUEL D'UTILISATION.

### 1 – Aperçu du programme FondPro 1.0.

- Le programme FondPro est divisé en trois modules, chacun étant accessible par un bouton indiquant le libellé de la méthode de calcul utilisée.
- Un clic sur des boutons (par exemple « *Méthode de Crandall* ») ouvre au-dessus de la fenêtre principale une autre fenêtre permettant de saisir les différents paramètres permettant le calcul de la capacité portante des pieux battus par la méthode Crandall.
- Un appui sur la touche *Tabulation* permet de passer d'une zone d'édition à l'autre.
- Certaines zones d'édition ne sont pas modifiables : elles sont juste destinées à afficher le résultat d'un calcul.
- Une fois le calcul effectué, les résultats sont visibles en cliquant sur le bouton « **Output** ». Pour revenir à l'écran de saisie des données, il faut cliquer sur le bouton « **Input** ».
- Il est possible d'enregistrer les résultats afin de continuer un projet ultérieurement. Il est également possible de les imprimer à l'aide du bouton « **Print** ». Un exemple de calcul par la méthode de Crandall est fourni en **Annexe 3.1**.
- Un clic sur le bouton « **Quitter** » permet de quitter le module dans lequel on se trouve ou de quitter le programme.
- Les boutons « **New** », « **Open** », « **Save** » et « **Save As** » permettent respectivement de créer un nouveau projet, d'en ouvrir un précédemment enregistré, de sauvegarder toutes les modifications apportées au projet en cours (déjà sauvegardé une fois au moins) et de sauvegarder un projet qui n'a pas encore été sauvegardé.
- Pour la méthode de Crandall et celle des Hollandais, on peut calculer plusieurs pieux dans le même projet. Une fois à l'intérieur du module de calcul choisi, il suffit d'entrer les données pour le premier pieu. Le contrôle de la validité des données se fait au fur et à mesure de l'entrée de ces dernières et une fois toutes les données entrées, on a la possibilité de calculer la capacité portante du pieu isolé et d'un groupe de pieux constitué de  $m$  rangées comportant chacune un nombre  $n$  de pieux (soit  $N = m \times n$  pieux). L'ajout d'autres pieux se fait à l'aide du bouton « **Add** ».
- Si toutes les données d'un pieu ne sont pas entrées, le calcul ne sera pas effectué pour ce pieu.
- Dans un projet où l'on a entré les données pour un ou plusieurs pieux, on peut modifier les valeurs des paramètres de chacun des pieux et refaire le calcul. On peut également

passer d'un pieu au pieu suivant en cliquant sur le bouton « > » ou au pieu précédent en cliquant sur le bouton « < ».

## 2 – Méthode de Crandall et Méthode des Hollandais.

Figure 3.2 : Ecran de saisie des données pour la méthode de Crandall.

## 3 – Méthode C-phi.

Il s'agit d'une des méthodes les plus fiables pour le calcul de la capacité portante des pieux. Son écran de saisie des données est présenté à la **figure 3.3**.

- Cet écran est composé de quatre panneaux numérotés de 1 à 4. Le calcul s'effectue par panneau et dans l'ordre. Si on désire prendre en compte la surcharge dans le calcul de la résistance à la pointe (panneau 2), il faut saisir la valeur de la surcharge au préalable dans le panneau 3 avant de procéder au calcul dans le panneau 2.
- Dans les panneaux 2 et 3, quand on a plusieurs couches, les paramètres pour chaque couche doivent être tous entrés avant de procéder au calcul pour cette couche (bouton « Calcul »). Le passage à la couche suivante ou à la couche précédente n'est possible que lorsque tous les paramètres de la couche courante ont déjà été entrés et se fait à l'aide des boutons « > » et « < » respectivement.

- Une fois toutes les données saisies dans un panneau, on peut alors cliquer sur le bouton « Calculer » dudit panneau pour procéder au calcul.
- Dans le panneau 3, pour calculer un frottement négatif dans une couche, entrez une valeur négative pour  $\beta \cdot c_u$  (méthode  $q_f = BETA \times C_u$ ) ou pour  $K \cdot \tan(\delta)$  (méthode  $K \cdot \tan(\delta) \cdot \sigma_v$ ).

The screenshot shows a software window titled "Méthode C-phi" with four main panels for data entry and calculation:

- 1 - Paramètres généraux:** Includes fields for "Forme de la section du pieu" (Circulaire), "Diamètre du pieu - B" (m), "Profondeur d'encastrement - D" (m), "Cohésion du sol d'ancrage - C" (kPa), "Angle de frottement - phi (>= 0)" (°), "Profondeur critique - Dc" (m), "Facteur Nq", "Facteur Nc", and "Facteur Ng". A "Calculer" button is at the bottom.
- 2 - Résistance à la pointe:** Includes fields for "Nombre de couches", "Epaisseur couche (m)", "Poids volumique couche (kN/m3)", "Pression verticale des terres" (kPa), "Poids vol sous base du pieu" (kN/m3), "Capacité portante brute" (kPa), "Capacité portante nette" (kPa), "Force portante brute" (kN), and "Force portante nette" (kN). A "Calculer" button is at the bottom.
- 3 - Frottement latéral:** Includes fields for "Surcharge" (kPa), "Nombre de couches", "Méthode de calcul", "Epaisseur couche", "Beta\*Cu ou K\*tan(delta) couche", "Cohesion ou Poids volumiq. couche", "Frottement latéral couche", "Frot. brut total (kN/ml de périm)" (kN/ml), and "Force de frottement brute totale" (kN). A "Calculer" button is at the bottom.
- 4 - Résultats (pieux isolés & groupe):** Includes fields for "Etat limite" (ELU), "Nombre de rangées", "Nombre de pieux par rangée", "Entre-axe pieux d'une rangée" (m), "Force portante nette du pieu" (kN), "Coefficient d'efficacité - f", and "Force portante nette du groupe" (kN). A "Calculer" button is at the bottom.

On the right side of the interface, there is a vertical column of buttons: "New", "Open", "Save", "Save as", "Input", "Output", "Print", "Picture", "About", and "Quit".

Figure 3.3 : Ecran de saisie des données pour la méthode C-φ.

### III – QUELQUES EXEMPLES TRAITES.

#### 1 – Calcul du frottement négatif sur un pieu.

Il s'agit ici de calculer le frottement négatif  $F_n$  s'exerçant sur le pieu présenté à la figure 3.4.

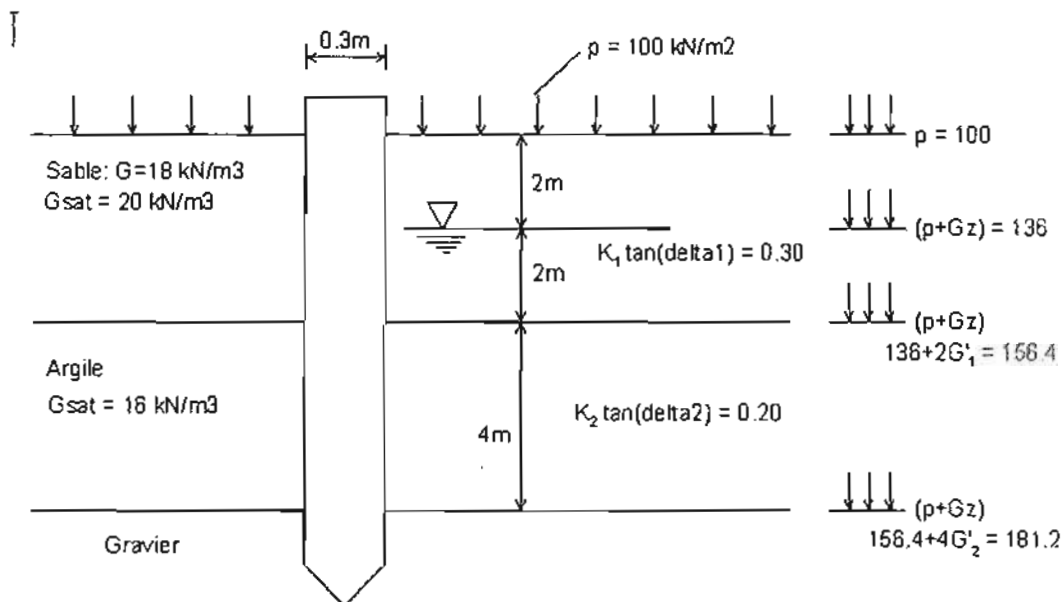


Figure 3.4 : Exemple 1 – Calcul du frottement négatif sur un pieu.

$F_n$  est calculé comme suit :

$$F_n = \pi \cdot B \left[ \begin{array}{l} K_1 \cdot \text{tg} \delta_1 \times 2m \left( p + \frac{18 \times 2}{2} \right) + K_1 \cdot \text{tg} \delta_1 \times 2m \left( \frac{p + 18 \times 2}{2} + \frac{10.2 \times 2}{2} \right) \\ + K_2 \cdot \text{tg} \delta_2 \times 4m \left( p + 18 \times 2 + 10.2 \times 2 + \frac{6.2 \times 4}{2} \right) \end{array} \right] \quad (3.1)$$

$$F_n = \pi \cdot B \left[ \begin{array}{l} 0.30 \times 2(118) + 0.30 \times 2(146.2) \\ + 0.20 \times 4(168.8) \end{array} \right] = \pi \cdot B [70.8 + 87.7 + 135.0] = 276.6 \text{ kN}$$

#### 2 – Calcul de la charge admissible nette d'un pieu.

Soit à calculer la charge admissible nette du pieu à la figure 3.5. On calculera d'abord la charge admissible nette du pieu isolé puis d'un groupe de 3x5 pieux (3 rangées et 5 pieux par rangée).

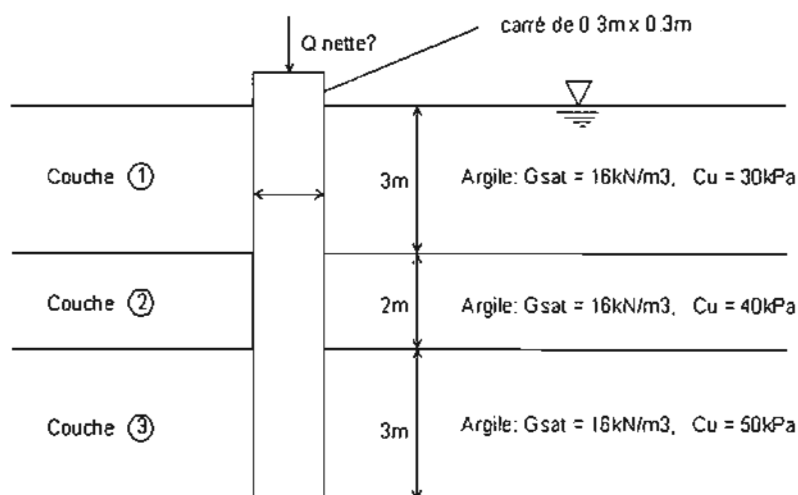


Figure 3.5 : Exemple 2 – Calcul de la charge admissible nette d'un pieu.

### 2-1 – Terme de pointe.

Le terme de pointe peut être calculé de deux manières.

#### 2-1-1 – Méthode 1.

La force portante nette en pointe peut s'écrire  $Q_p^i = q_p^i \times A_p = (9 \times c) \cdot A_p$ ,  $c$  étant la cohésion de la couche dans laquelle se trouve la pointe du pieu. On a alors :

$$Q_p^i = (9 \times 50) \times (0.3)^2 = 40.5 \text{ kN}$$

#### 2-1-2 – Méthode 2.

Cette méthode est plus générale et c'est elle qui est utilisée dans le programme.

$$\begin{aligned} \varphi = 0 &\Rightarrow \text{Facteur } N_q = N_{q_{\max}} = e^{7 \tan \varphi} = 1, \text{ Facteur } N_c = N_{c_{\max}} = 7 \\ \text{Profondeur critique } D_c &= \frac{B}{4} N_{q_{\max}}^{\frac{2}{3}} = \frac{0.3}{4} = 0.075 \text{ m} \cong 0 \\ \text{Pression verticale des terres } p_0^i &= 3 \times (16 - 10) + 2 \times (16 - 10) + 3 \times (17 - 10) = 51 \text{ kPa} \\ D \geq D_c &\Rightarrow \begin{cases} q_p = p_0^i \cdot N_q + 1.3 \cdot c \cdot N_c = 51 \times 1 + 1.3 \times 50 \times 7 = 506 \text{ kPa} \\ q_p^i = q_p - p_0^i = 506 - 51 = 455 \text{ kPa} \end{cases} \\ \text{Force portante nette } Q_p^i &= q_p^i \times A_p = 455 \times (0.3)^2 = 40.95 \text{ kN} \end{aligned}$$

On remarque une différence de 1.1% entre les résultats des deux méthodes. Le résultat est donc acceptable.

**2-2 – Terme de frottement.**

– Couche 1 :  $c_u = 30 \text{ kPa} \rightarrow c_a = 0.90 \times 30 = 27 \text{ kPa}$

$$Q_{r1} = \tau \cdot A_{f1} = 27 \times \left( \underbrace{4B \cdot D_1}_{=4 \times 0.30 \times 3 \text{ m}} \right) = 97.2 \text{ kN}$$

– Couche 2 :  $c_u = 40 \text{ kPa} \rightarrow c_a = 0.80 \times 40 = 32 \text{ kPa}$

$$Q_{r2} = \tau \cdot A_{f2} = 32 \times \left( \underbrace{4B \cdot D_2}_{=4 \times 0.30 \times 2 \text{ m}} \right) = 76.8 \text{ kN}$$

– Couche 3 :  $c_u = 50 \text{ kPa} \rightarrow c_a = 0.70 \times 50 = 35 \text{ kPa}$

$$Q_{r3} = \tau \cdot A_{f3} = 35 \times \left( \underbrace{4B \cdot D_3}_{=4 \times 0.30 \times 3 \text{ m}} \right) = 126 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow Q_r = \sum_{i=1}^3 Q_{ri} = 97.2 + 76.8 + 126 = 300 \text{ kN}$$

**2-3 – Force portante du pieu isolé.**

$$ELU : Q_{ELU} = \frac{Q_p'}{2} + \frac{3Q_f}{4} = 245.475 \text{ kN}$$

$$ELS : Q_{ELS} = \frac{Q_p'}{3} + \frac{Q_f}{2} = 163.65 \text{ kN}$$

**2-4 – Force portante du groupe de pieux.**

Considérons le groupe de pieux représenté à la figure 3.6.

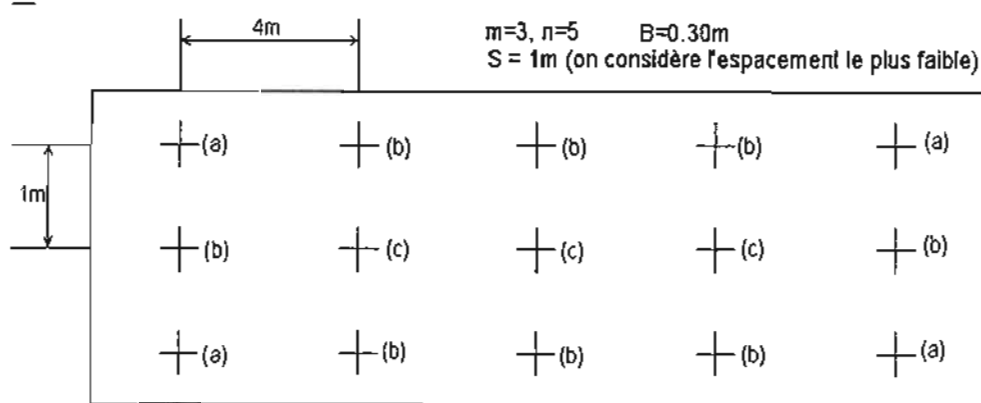


Figure 3.6 : Groupe de pieux.

**Calcul du coefficient d'efficacité.**

- Par la méthode de Converse-Labarre.

$$C_e = 1 - \tan^{-1} \left( \frac{B}{S} \right) \times \frac{(m-1) \times n + (n-1) \times m}{90 \times m \times n} = 72.78\%$$

- Par la règle de Feld.

On a quatre pieux (a) dont la force portante est égale  $\frac{13}{16}$ , 8 pieux (b) dont la force portante est égale à  $\frac{11}{16}$  et 3 pieux (c) dont la force portante est égale à  $\frac{8}{16}$ . On a alors :

$$C_e = \frac{4 \times \frac{13}{16} + 8 \times \frac{11}{16} + 3 \times \frac{8}{16}}{16} = 64.06\%$$

- Par la méthode de Los-Angeles.

Cette méthode est plus récente que celle de Converse-Labarre et c'est elle qui a été utilisée dans le programme.

$$C_e = 1 - \frac{B}{S} \times \frac{1}{\pi \cdot m \cdot n} \left[ m \cdot (n-1) + n \cdot (m-1) + \sqrt{2} (m-1)(n-1) \right] = 78.79\%$$

La règle de Feld, qui suppose que les pieux ne supportent pas tous la même charge, donne pour ce cas le résultat le plus défavorable. Le résultat donné par formule de Los Angeles est voisin de celui donné par la formule de Converse-Labarre.

La force portante du groupe est donc :

$$\begin{aligned} Q_{gELU} &= Q_{ELU} \times m \times n \times C_e = 2901.15 \text{ kN} \\ Q_{gELS} &= Q_{ELS} \times m \times n \times C_e = 1934.1 \text{ kN} \end{aligned}$$

Cet exemple a été traité par le programme et les résultats sont fournis en **annexe 3.2**.



## **CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS.**

Le but de cette étude était de passer en revue les différentes méthodes de dimensionnement des fondations profondes et d'élaborer un programme de calcul. Pour ce faire, il était nécessaire d'avoir recours à une documentation bien fournie, mais les ouvrages sur les fondations profondes ne sont pas très nombreux.

Nous avons répertorié les différentes méthodes de calcul des fondations profondes basées sur la détermination de la pression limite qui constitue une méthode fiable de calcul des fondations.

Le programme élaboré permet le calcul automatique de la capacité portante d'un sol supposé homogène, à une profondeur donnée, à partir des paramètres du sol d'ancrage et des caractéristiques des couches traversées.

Toutefois, le dimensionnement d'une fondation ne saurait être limité aux calculs de capacité portante et de tassement abordés. Le dimensionnement des murs, des rideaux de palplanches, des tranchées blindées, les études d'affouillement, la stabilité des pentes et talus, les études hydrologique et hydraulique sont des volets importants et incontournables dans un projet de dimensionnement de fondations.

Il faut noter qu'il existe d'autres méthodes plus élaborées de dimensionnement basées sur la théorie de l'élasticité telle que celle des différences finies.

Ainsi, le dimensionnement des fondations est un domaine si complexe et si vaste qu'on ne saurait prétendre en couvrir tous les aspects au cours d'un seul projet de fin d'études.

Le programme ici conçu ne saurait être utilisé que par des professionnels du métier et ne peut fournir des résultats fiables si les données entrées ne sont pas correctes. Cette version, même si elle constitue une avancée significative par rapport à la version initiale élaborée par un de nos aînés, gagnerait à être améliorée.

Dans le souci de compléter et parfaire ce travail, nous formulons les recommandations suivantes :

- Ce programme, malgré l'attention accordée à son élaboration, pourrait contenir des bugs. Nous souhaitons qu'il soit poursuivi, que l'interface en soit améliorée et qu'il soit beaucoup plus interactif.
- Le cours de mécanique des sols II est un pré-requis à cette étude et nous n'avons pas eu la chance de le suivre avant de boucler de travail. Nous demandons à l'Ecole de prendre les dispositions nécessaires afin que tous les cours en général soient dispensés à temps afin de permettre à tous les élèves ingénieurs d'avoir toutes les connaissances nécessaires à la réalisation de leur projet de fin d'études.
- Les connaissances nécessaires à la conception d'un programme ou d'un logiciel nous font demander un renforcement du niveau informatique des élèves ingénieurs et la création de groupes de travail afin d'élaborer des outils similaires, label de l'Ecole Polytechnique de Thiès, dans d'autres domaines du génie.

## **BIBLIOGRAPHIE.**

- [1] **Elément de Mécanique des sols.**  
Par François SCHLOSSER, Presse de l'ENPC (1988 – 276 pages)
- [2] **Calcul des fondations superficielles et profondes.**  
Par Roger FRANK, Edition Techniques de l'Ingénieur (2003 – 141 pages)
- [3] **Géotechnique et Calcul des ouvrages, Exercices résolus.**  
Par Eric GERVREAU, Gaëtan Morin Editeur, (2000 – 164 pages)
- [4] **Cours pratiques de mécanique des sols Tome 1 : Plasticité et calcul des tassements.**  
Par Jean COSTET et Guy SANGLERAT, 3<sup>e</sup> édition, Dunod, (1975 – 283 Pages)
- [5] **Cours pratiques de mécanique des sols Tome 2 : Calcul des ouvrages.**  
Par Jean COSTET et Guy SANGLERAT, 2<sup>e</sup> édition, Dunod, (1975 – 351 Pages)
- [6] **Fondations profondes pour le bâtiment, DTU 13.2.**  
Par la commission de normalisation Française, Edition AFNOR , (Septembre 1992 – 72 pages)
- [7] **Pieux et fondations sur pieux.**  
Par ZAVEN DAVIDIAN, Edition Eyrolles, (1969 – 190 pages)
- [8] **Indispensable pour C++**  
Par Bernard Frala, Collection Marabout (1999, 509 pages)
- [9] **Fascicule 62 - Titre V : Règles techniques de conception des fondations des ouvrages de génie civil.**  
Par le Ministère de l'Équipement et du logement et du Ministère des Transports de la France (1993 – 182 pages)
- [10] **Les Fondations.**  
Rédigé sous la direction de G. A. LEONARDS, DUNOD, Paris, 1968 (1106 pages).
- [11] **Traité de Mécanique des Sols.**  
Par A. Caquot et J. Kerisel, GAUTHIER-VILLARS, Paris, 1966 (506 pages).

# *ANNEXES*

**ANNEXE 1.1**

Les valeurs de  $N_\gamma$  sont tabulées, de même pour  $N_q$  et  $N_c$  :

$\varphi'$	$N_\gamma$	$N_c$	$N_q$
0	0.0	5.14	1.0
5	0.1	6.5	1.6
10	0.5	8.4	2.5
15	1.4	11.0	4.0
20	3.5	14.8	6.4
25	8.1	20.7	10.7
30	18.1	30.0	18.4
35	41.1	46.0	33.3
40	100.0	75.3	64.2
45	254.0	134.0	135.0

**Valeur des facteurs de portance pour les fondations superficielles.**

Type de sol	Nature	Pression limite (en bars)
I	Argile .....	0-12
	Limon .....	0-7
II	Argile raide et marne .....	18-40
	Limon compact .....	12-30
	Sable compressible .....	4-8
	Roche tendre .....	10-30
III	Sable et gravier .....	10-20
	Roche .....	40-100
III bis	Sable et gravier très compact .....	30-60

**Valeurs de  $k$  (pour les terrains homogènes)**

$\frac{D}{B}$	Semelle carrée				Semelle filante			
	I	II	III	III bis	I	II	III	III bis
0	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
0,5	1,3	1,5	1,9	2,1	1,0	1,1	1,2	1,3
1,0	1,6	1,8	2,5	2,8	1,2	1,3	1,4	1,6
1,5	1,8	2,1	3,0	3,3	1,2	1,4	1,6	1,8

**Valeur du facteur de portance  $K$  pour l'essai pressiomètre.**

**Annexe 1.1 :** Valeurs des facteurs de portance  $N_q$ ,  $N_c$ ,  $N_\gamma$ ,  $K$  pour les fondations superficielles.

## ANNEXE 1.2

Tableau VI. – Valeurs typiques des caractéristiques de résistance au cisaillement des sols.

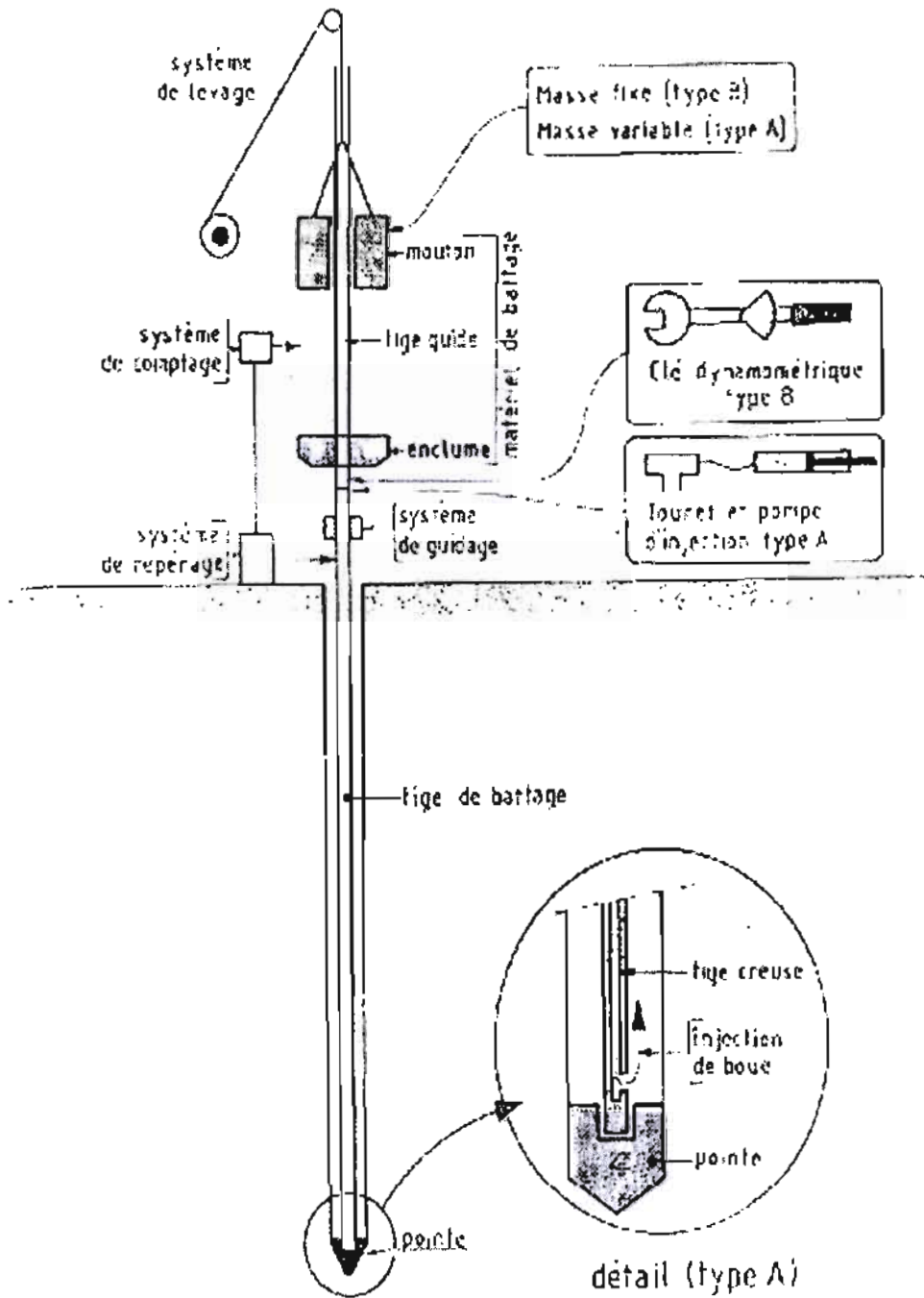
Type de sol (provenance)	$c_u$ kPa	$\varphi_{cu}$ degré	$c'$ kPa	$\varphi'$ degré	$\lambda_w$	$c'_a$ kPa	$\varphi'_a$ degré
<b>Argiles et vases</b>							
– normalement consolidées							
(faiblement surconsolidées)							
Argile grise (Narbonne)	30	0	0	34			
Argile organique (Narbonne)	50	0	11	31			
Vase (Marrou)	18	0	13	28			
Argile organique (Lanester)	16	0	7	31	0,29		
Argile organique (Cubzac)	20	0	10	29	0,35		
Argile molle (Cran)	39	0	0	34	0,26		
– surconsolidées							
Argile verte (Romainville)	120 à 170	0	19	20			
Argile du Toercien (Ville au Val)			10	27		0 à 5	10 à 15
Argile du Sparnacien (Provins)	100	0	16	14			
Argile des Flandres	200 à 300	0	24	22			
Argile de l'Oligocène (Sallèles)			16	23		0	10
Argile de l'Albien (Vallon des Bottemuets)			30	21		20	21
<b>Marnes</b>							
Marne (Argentueil)			75	30			
Marne (Clermont-Ferrand)	117	0	25	28			
<b>Limons</b>							
Limon (Orly)	50	0	0	39			
Limon (Orly)	70	0	40	25			
Limon (Jossigny)	70	0	12	32			
Limon fin (Plancoët)	46	13	0	34			
<b>Sables</b>							
Sable fin (Fontainebleau)			0	30 à 40			
Sable de Loire (Angers)			0	33			
Sable (Dunkerque)			0	42			
Sable (Aenières)			0	36			
Sable de Cuisse (Oise)			0	35			
Sable lèche (Le Verdon)			0	32			
Sable coquillier (Le Verdon)			0	34			
Sable et galets (Le Verdon)			0	38			
Sable fin argileux (Le Verdon)			10	40			
Sable fin (Saint-Malo)			0	37			
Sable argileux (Narbonne)	47	0	0	39			
<b>Graviers</b>							
Ballast			0	45			
Grave non traitée 0/14			30	54			
<b>Tourbe</b>							
Tourbe (Montreuil-sur-Mer)	50	0	10	30			
Tourbe (Bourgoin)	14	0	5	39			
Tourbe (Caen)	20	0			0,36		
Tourbe (Vallée de la Dives)	20	0			0,50		

Tableau V. – Choix des caractéristiques de cisaillement des sols.

Type de sol	Type de calcul	Type de comportement	Caractéristiques	Type d'essais	Paramètres	Formule	Appareillage
Cohérent saturé	Court terme	Non drainé	Non drainées	UU CU	$c_u$ $\lambda_w$	$\tau = c_u$ $\Delta c_u = \lambda_w \Delta \sigma'_v$	Appareil triaxial (Boîte de cisaillement) Scissomètre, pressiomètre autoforeur
Cohérent non saturé	Court terme	Non drainé	Non drainées	UU	$c_u$ $\varphi_{cu}$	$\tau = c_u + c_u \tan \varphi_{cu}$	Appareil triaxial (Boîte de cisaillement)
Cohérent	Long terme	Drainé	Drainées	CD CU avec mesure de $u$	$c'$ $\varphi'$	$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$	Appareil triaxial ou boîte de cisaillement pour les essais CD Appareil triaxial seul pour les essais CU avec mesure de $u$
Pulvérulent	Long terme ou court terme	Drainé	Drainées	CD	$c'$ $\varphi'$	$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$	Appareil triaxial ou boîte de cisaillement

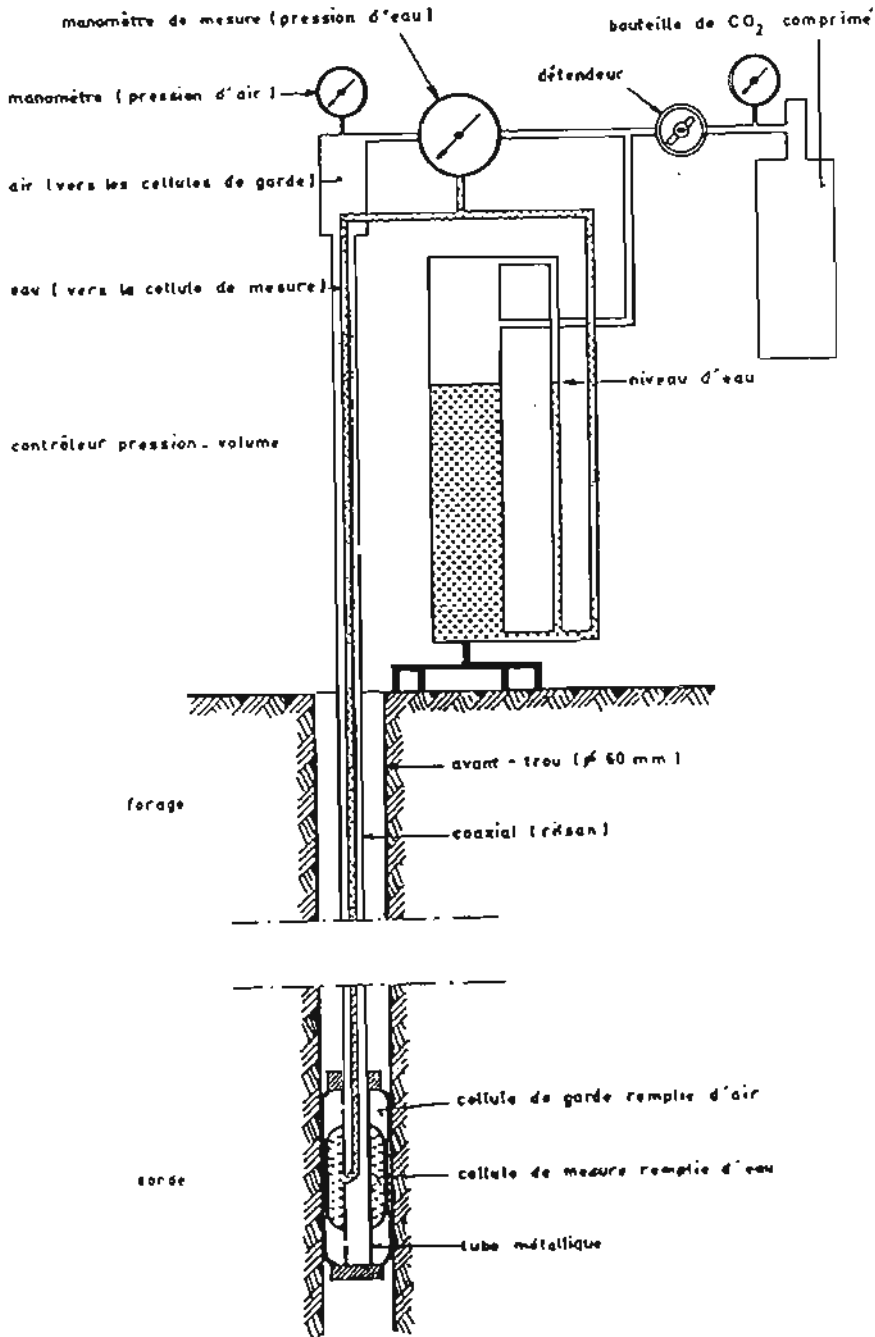
Annexe 1.2 : Valeurs de  $c$  et  $\varphi$  en fonction du type de sol.

**ANNEXE 1.3**



Annexe 1.3 :Pénétrromètres de types A et B (schéma de principe).

**ANNEXE 1.4**



Annexe 1.4 : Pressiomètre et Sonde du type G.



## ANNEXE 2.1

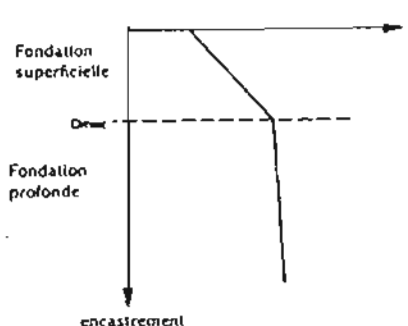
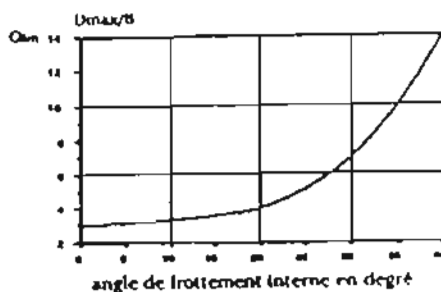


Figure 46 - capacité portante limite d'une fondation en fonction de son encastrement

Figure 47 - Abaque de détermination de la valeur de  $D_{max}$ 

$\varphi$	$N_q$	$N_c$
$0^\circ$	1	7
$5^\circ$	1,8	9,6
$10^\circ$	3,4	13,8
$15^\circ$	6,5	20,6
$20^\circ$	13	32
$25^\circ$	26	54
$30^\circ$	57	97
$35^\circ$	134	190
$40^\circ$	355	421

Valeur des facteurs de portances  $N_{qmax}$  et  $N_{cmax}$  des fondations profondes en fonction de l'angle de frottement  $\varphi$

Type de pieu		Pieux forés tubés	Pieux forés	Pieux battus
Tourbes	sols organiques	0,10	0,15	0,20
Argiles Limons	mous	0,10	0,15	0,20
	fermes à durs	0,15	0,20	0,30
Sables Graves	très lâches	0,35		
	lâches	0,45		
	autres	1,00		

Annexe 2.1 : Paramètres de calculs des fondations profondes :  $D_{max}$ ,  $N_{qmax}$ ,  $N_{cmax}$ ,  $K \tan \delta$ .

## ANNEXE 2.2

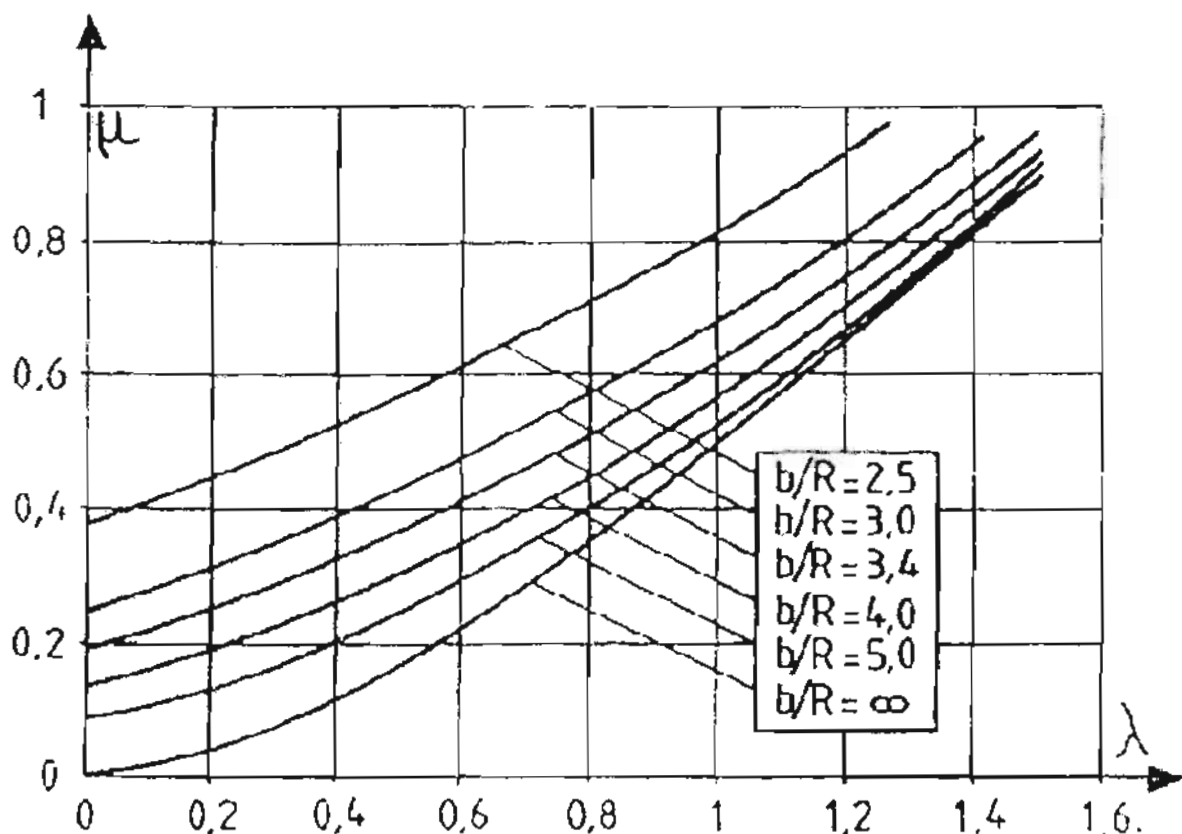
		ARGILES - LIMONS				SABLES - GRAVES			CRAIES		
		A	B		C	A	B	C	A	B	
Foré	$\beta$	-	-	75 <sup>(1)</sup>	-	-	200	200	200	125	80
	$q_{s\ max} \text{ (kPa)}$	15	40	80 <sup>(1)</sup>	40	80 <sup>(1)</sup>	-	-	120	40	120
Foré tubé (tube récupéré)	$\beta$		100	100 <sup>(2)</sup>		100 <sup>(2)</sup>	250	250	300	125	100
	$q_{s\ max} \text{ (kPa)}$	15	40	60 <sup>(2)</sup>	40	80 <sup>(2)</sup>		40	120	40	80
Métal battu fermé	$\beta$	-	120		150		300	300	300	(3)	
	$q_{s\ max} \text{ (kPa)}$	15	40		80		-	-	120	(3)	
Battu à fût béton	$\beta$	-	75		-		150	150	150	(3)	
	$q_{s\ max} \text{ (kPa)}$	15	80		80		-	-	120	(3)	

## Remarques

(1) Pieux réalisés et rainurés en fin de forage, uniquement.

(2) Forage à sec, tube non louvoyé.

(3) Le frottement latéral peut être très faible dans les craies avec ces types de pieux. A défaut d'essai de chargement statique sur le site même, il convient de se référer à des essais de chargement exécutés dans des conditions similaires.

 Annexe 2.2 : Valeur de  $\beta$  et  $q_{f\ max}$  d'après le fascicule 62.

 Annexe 2.2 : Valeur de  $\mu$  pour un groupe illimité de pieux.

## ANNEXE 2.3

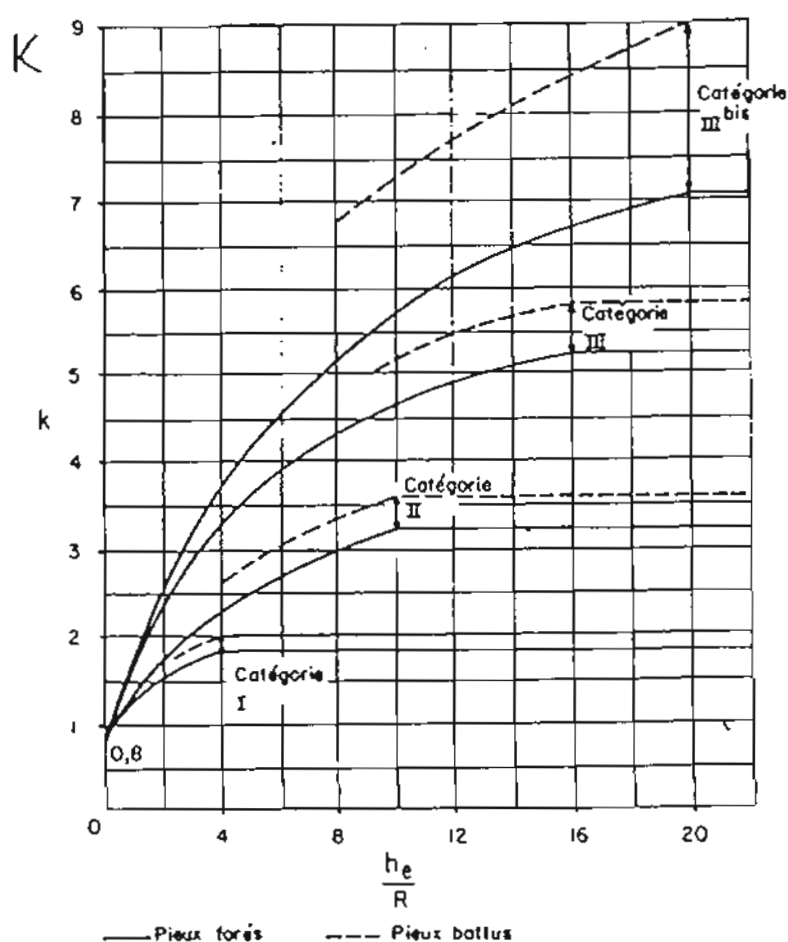


Tableau II.

$p_r$ (kPa)	Sol	Catégorie
< 1 200 < 700	Argile Limon	I
1 800 à 4 000 1 200 à 3 000 400 à 800 1 000 à 3 000	Argile raide et marne Limons compacts Sable compressible Roche tendre altérée	II
1 000 à 2 000 4 000 à 10 000	Sable et gravier Roche	III
3 000 à 6 000	Sable et gravier très compact	III bis

Annexe 2.3 : Valeur du Coefficient de portance  $K_p$  pour l'essai pressiométrique par Ménard.

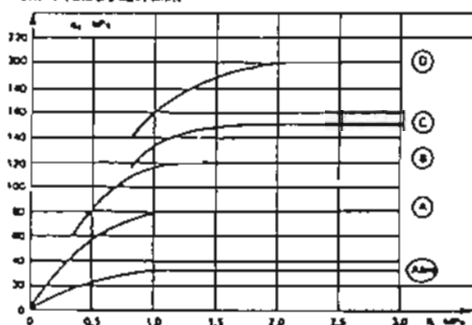
## ANNEXE 2.4

Tableau VI Courbe de frottement latéral à considérer (d'après M. Bustamante et L. Gianesoli)

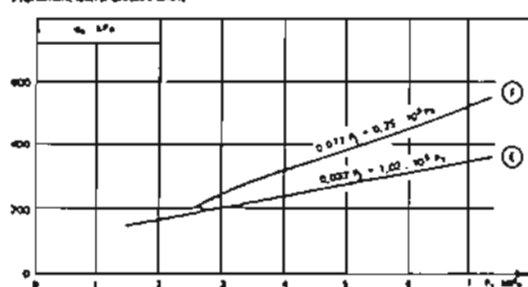
* Nature du sol	Pression limite $P_1$ (MPa)	Mise en œuvre et nature du pieu					Injectés	
		Foré Béton	Foré-Tubé Béton	Battu Métal	Béton	Métal	Faible pression	Haute pression
Argile molle, limon et sable lâche, craie molle	0 à 0,7	Abis	Abis	Abis	Abis	Abis	A	-
Argile moyennement consistante et limon	1,2 à 2,0	(A)* Abis	(A)* Abis	Abis	(A)* Abis	Abis	A	D**
Argile raide à très raide	> 2,0	(A)* Abis	(A)* Abis	Abis	(A)* Abis	A Abis	A	D
Sable et grave moyennement compacts	1 à 2	(B)* A	(A)* Abis	Abis	(B)* A	A	B	≥ 0
Sable et grave compacts à très compacts	> 2,5	(C)* B	(B)* A	A	(C)* B	B	C	≥ 0
Craie altérée à fragmentée	> 1	(C)* B	(B)* A	A	(C)* B	B	C	≥ D
Marne et marno-calcaire	1,5 à 4	(E)* C	(C)* B	B	E***	E***	E	F
Marne très compacte	> 4,5	E	-	-	-	-	F	> F
Roche altérée	2,5 à 4	F	F	-	F***	F***	≥ F	> F
Roche fragmentée	> 4,5	F	-	-	-	-	≥ F	> F

\* Les valeurs entre parenthèses ( ) correspondent, pour les pieux forés, à une exécution soignée du pieu et une technologie de mise en œuvre susceptible de ramener au minimum le sol au contact du pieu. Pression limite béton, par contre, à un rassemblement du sol sur le pieu après battage.  
 \*\* Provoqué pour des essais dans  $P_1 \geq 1,5$  MPa.  
 \*\*\* Seulement pour les cas où le battage est possible.

Frottement latéral unitaire limite



Frottement latéral unitaire limite



- |   |                               |
|---|-------------------------------|
| (A) Sables argileux à vaseux - limons - argiles | (D) Argile raide              |
| (B) Sables - graves moyens à très compacts      | (E) Marne - marno-calcaire    |
| (C) Craies molles à fragmentées                 | (F) Rocher altéré à fragmenté |

Annexe 2.4 : Détermination du frottement latéral unitaire  $q_r = q_s$  en fonction de la pression limite  $P_1$  et du type de sol.

### ANNEXE 2.5

JTU 13.3

13 - Fondations

Tableau IV. Valeurs des coefficients  $k_c$  et  $\alpha$  d'après M. Sultanow et L. Ganesoff

Nature du sol	$q_c$ (MPa)	Facteur de portance $k_c = k_1 \cdot k_2$		Coefficient $\alpha$ $\alpha = q_c / f_n$				Valeur maximale <sup>(1)</sup> de $q_t$ (MPa)					
		Pieu foré	Pieu battu	Pieu foré		Pieu battu		Pieu foré		Pieu battu		Pieu injecté	
				Fût béton	Tubul	Fût béton	Fût métal	Fût béton	Tubul	Fût béton	Fût métal	Faible pression	Haute pression
Argile molle et vase	1 à 100	0,4	0,5	30	30	30	30	15	15	15	15	35	
Argile molle à moyenne consistante	100 à 250	0,35	0,45	40	80	40	80	(80) 35	(80) 35	(80) 35	35	80	≥ 120
Argile dure à très dure	> 250	0,45	0,55	60	120	60	120	(80) 35	(80) 35	(80) 35	35	80	≥ 200
Limon compact	250	0,4	0,5	(60) 120	150	(60) 80	(120) 160	35	35	35	35	80	
Sable moyennement compact	2500	0,4	0,5	(100) 180	(200) 250	100	(200) 250	(120) 80	(80) 35	(120) 80	80	120	≥ 200
Sable compact à très compact	> 10000	0,3	0,4	150	300 (200)	150	300 (200)	(150) 120	(120) 80	(150) 120	120	150	≥ 200
Grès tendre	≤ 5000	0,2	0,3	100	120	100	120	35	35	35	35	80	
Grès à terre fragmentée	> 5000	0,2	0,4	60	80	60	80	(150) 120	(120) 80	(150) 120	120	150	≥ 200

(1) Ces valeurs maximales s'appliquent pour la prise en compte du frottement latéral des argiles molles et des vases. En effet, en présence de frottement latéral, les valeurs maximales de  $q_t$  sont en fait plus élevées. Pour une évaluation du frottement latéral, se référer au chapitre 10.2. Les valeurs maximales de  $q_t$  sont en fait plus élevées. Pour une évaluation du frottement latéral, se référer au chapitre 10.2. Les valeurs maximales de  $q_t$  sont en fait plus élevées. Pour une évaluation du frottement latéral, se référer au chapitre 10.2.

Tableau IV bis. Méthode pénétrométrique

Valeurs des coefficients  $k_c$  et  $\alpha$  et de  $q_c$  d'après la commission de concertation des bureaux de contrôle (1).

Nature du sol	Facteur de portance $k_c = k_1 \cdot k_2$	Fût en béton			Fût métallique		
		battu ou injecté à faible pression	foré	foré en " grand diamètre	Profilé H battu	battu	foré
Valeur maximale de $q_c$ (MPa)		120	100 120 dans la craie	80 100 dans la craie	120	50	25
Nature du sol		Coefficient $\alpha = q_c / f_n$					
Argile et craie	0,50	40	60	70	45	80	180
Limon et sables intermédiaires	0,45	50	70	80	55	100	200
Sable dense $q_c < 5$ MPa	0,40	80	120	140	90	160	330
Sable moyen $5 \leq q_c < 20$ MPa	0,40	120	180	200	140	250	500
Sable dense $q_c > 20$ MPa	0,40	160	240	270	180	330	660
Graves	0,35	180	240	270	180	330	660

(1) Cette valeur maximale ne peut être de diamètre > 1,30 m. Les barrettes et les puits coulés à terre doivent être soumis en l'état à un essai de pénétrométrie avant utilisation. Pour le cas de sols à caractère granulaire, la valeur de  $q_c$  doit être prise dans l'argile et le limon.

Annexe 2.5 : Détermination des coefficients k et  $\alpha$  pour l'essai pénétrométrique

$$(q_t = k \cdot q_c \text{ et } q_c = \frac{q_c}{\alpha})$$

### ANNEXE 3.1

#### Calcul de la capacité portante de pieux isolés par la méthode de Crandall

Coefficient de sécurité : 4

##### Pieu n° 1

Hauteur de chute (m) : 1.10  
Masse du mouton (kg) : 1500.00  
Diamètre du pieu (m) : 0.80  
Longueur du pieu (m) : 10.00  
Masse du pieu (kg) : 12566.37  
Refus moyen (mm) : 3.00  
Raccourcissement élastique (mm) : 2.00  
Charge admissible (kN) : 107.88  
----- Groupe de pieux -----  
Nombre de rangées de pieux : 3  
Nombre de pieux par rangée : 2  
Entre-axe des pieux d'une rangée (m) : 1.50  
Coefficient d'efficacité : 0.7219  
Charge admissible par le groupe (kN) : 467.28  
-----

##### Pieu n° 2

Hauteur de chute (m) : 1.20  
Masse du mouton (kg) : 2000.00  
Diamètre du pieu (m) : 0.55  
Longueur du pieu (m) : 10.00  
Masse du pieu (kg) : 5939.57  
Refus moyen (mm) : 2.50  
Raccourcissement élastique (mm) : 2.50  
Charge admissible (kN) : 395.39  
----- Groupe de pieux -----  
Nombre de rangées de pieux : 3  
Nombre de pieux par rangée : 4  
Entre-axe des pieux d'une rangée (m) : 2.00  
Coefficient d'efficacité : 0.8141  
Charge admissible par le groupe (kN) : 3862.59  
-----

Annexe 3.1 : Exemple de calcul avec la formule de Crandall.

## ANNEXE 3.2

### Calcul de la capacité portante de pieux isolés par la méthode C-phi

#### PARAMETRES GENERAUX

Section carrée

Coté du pieu (m) : 0.3

Périmètre (m): 1.20

Section (m2): 0.09

Profondeur d'encastrement (m) : 8

Cohésion du sol d'ancrage : 50

Angle de frottement interne du sol d'ancrage (degrés) : 0

$D \geq D_c$

Facteur de portance  $N_q$ : 1.00

Facteur de portance  $N_c$ : 7.00

---

#### RESISTANCE A LA POINTE

Surcharge (kPa) : 0

Nombre de couches: 3

Epaisseur de la couche 1 (m) : 3

Poids volumique de la couche 1 (kN/m3) : 6

Epaisseur de la couche 2 (m) : 2

Poids volumique de la couche 2 (kN/m3) : 6

Epaisseur de la couche 3 (m) : 3

Poids volumique de la couche 3 (kN/m3) : 7

Pression verticale des terres: 51

Capacité portante brute (kPa) : 506.00

Capacité portante nette (kPa) : 455.00

Force portante brute (kN) : 45.54

Capacité portante nette (kN) : 40.95

---

#### FROTTEMENT LATERAL

Surcharge (kPa): 0

Nombre de couches: 3

##### Couche 1

Epaisseur de la couche 1 (m) : 3

'BETA\*Cu' de la couche 1 (kPa) : 27

Poids volumique de la couche 1 (kN/m3) : 6

Frottement latéral de la couche: (kN/m) 81.00

##### Couche 2

Epaisseur de la couche 2 (m) : 2

'BETA\*Cu' de la couche 2 (kPa) : 32

Poids volumique de la couche 2 (kN/m3) : 6

Frottement latéral de la couche: (kN/m) 64.00

##### Couche 3

Epaisseur de la couche 3 (m) : 3

'BETA\*Cu' de la couche 3 (kPa) : 35

Poids volumique de la couche 3 (kN/m<sup>3</sup>) : 7  
Frottement latéral de la couche: (kN/m) 105.00

-----  
**RESULTATS (PIEUX ISOLEES ET GROUPE)**

Surcharge: 0

Nombre de couches: 3

**Etat Limite ultime**

Force portante nette du pieu isolé (kN) : 245.47

----- Groupe de pieux -----

Nombre de rangées de pieux : 3

Nombre de pieux par rangée : 5

Entre-axe des pieux d'une rangée (m) : 1

Coefficient d'efficacité : 0.7879

Force portante nette du groupe (kN) : 2901.21

-----  
**Etat Limite de Service**

Force portante nette du pieu isolé (kN) : 163.65

----- Groupe de pieux -----

Nombre de rangées de pieux : 3

Nombre de pieux par rangée : 5

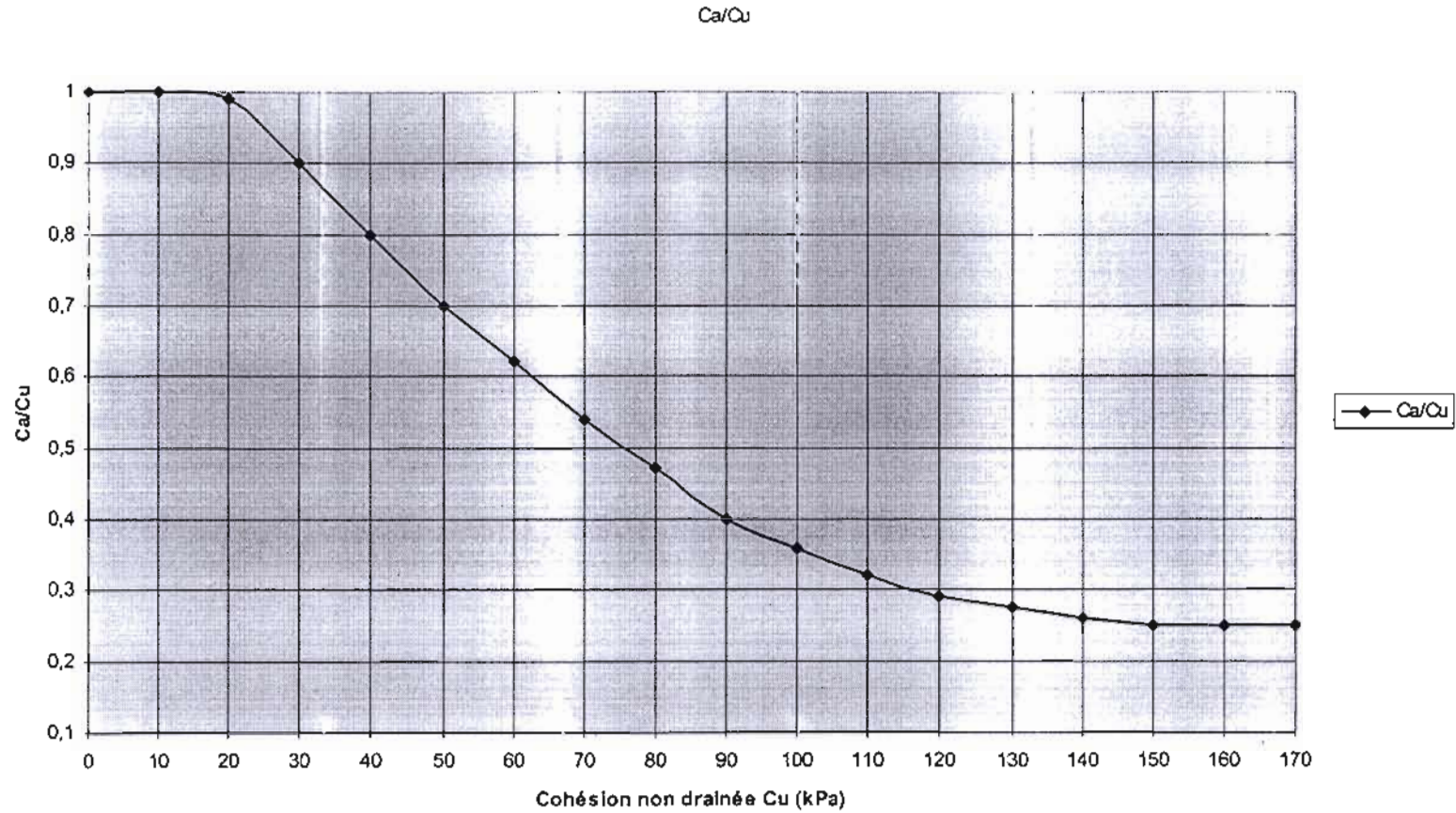
Entre-axe des pieux d'une rangée (m) : 1

Coefficient d'efficacité : 0.7879

Force portante nette du groupe (kN) : 1934.14

Annexe 3.2 : Exemple de calcul par la méthode C-φ.



**ANNEXE 3.3**

Annexe 3.3 : Valeurs du coefficient d'adhésion ou adhérence.

# PROJET DE FIN D'ETUDES

## « FONDATIONS PROFONDES – DIMENSIONNEMENT ET CONCEPTION D'UN PROGRAMME DE CALCUL »

### ERRATA

Page 14 – ligne 6 :

Lire « **Il existe** » au lieu de « Il existent ».

Page 16 – Figure 2.3 :

Lire « **B – Diamètre du pieu** » au lieu de « B –  
Diamète du pieu ».

Page 23 – ligne 1 après tableau 2.3 :

Lire « **Pour les sols cohérents, le sol doit être assimilé,  
soit à un sol purement cohérent, soit à un sol  
pulvérulent de manière à être ramené à l'un des  
deux cas précédents** ».

Page 35 – dernière ligne :

Lire « **qu'il supporte** » au lieu de « qu'ils supporte ».