

I- INTRODUCTION

On appelle fondation la base des ouvrages qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise, et qui a pour fonction de transmettre à celui-ci, le poids de l'édifice, les surcharges normales et accidentelles appliquées sur la construction.

Les fondations peuvent être de deux sortes, superficielles et profondes. Le choix du type de fondation va dépendre des caractéristiques du sol et de la descente des charges amenées par la superstructure.

II- LES FONDATIONS SUPERFICIELLES

1-généralités :

Le principe d'une fondation superficielle peut être retenu si les sols sont assez homogènes et s'ils comportent des couches porteuses assez proches de la surface, sinon il faut s'orienter vers les fondations profondes. La limite entre ces deux types de fondations est difficile à établir. Nous retiendrons les indications suivantes:

* Si $D/B < 4$, nous sommes dans le cas des fondations superficielles.

* Si $D/B \geq 10$, la fondation est profonde.

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

B : largeur ou diamètre de la fondation

Lorsque $4 \leq D/B < 10$, les fondations seront dites semi-profondes ; dans ce cas le comportement sera intermédiaire entre celui des fondations superficielles et celui des fondations profondes.

Parmi les fondations superficielles, on distingue:

a) Les semelles isolées, de sections carrées, ou circulaires et supportant des charges ponctuelles et les semelles.

b) Les semelles filantes qui sont des fondations de très grande longueur par rapport à leur largeur et supportant un mur ou une paroi.

c) Les radiers ou dallage qui sont de grandes dimensions occupant la totalité de la surface de la structure et telle que l'épaisseur H est comprise entre 0.40 et 0.80 m.

2- Notion de capacité portante et de tassement :

La capacité portante et le tassement constituent deux éléments importants à considérer lors du dimensionnement d'une fondation. L'ingénieur géotechnicien devra se préoccuper dans un premier temps de la capacité portante de sa fondation, c'est-à-dire vérifier que les couches de sol support peuvent effectivement supporter la charge transmise. Si le résultat est concluant, il doit alors s'assurer que son tassement (déformation verticale à la surface) est dans les limites admissibles.

Les notions de capacité portante et de tassement sont illustrées par la Figure 2.2 La capacité portante d'un sol est définie comme 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 surfaces de glissement dans le sol. Le dimensionnement d'une fondation consistera, notamment, à s'assurer que l'on reste en deçà de cette charge limite que l'on minore par des coefficients de sécurité.

III. CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

1- Introduction :

Deux méthodes sont développées dans ce qui suit : les méthodes à partir des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion et de l'angle de frottement (méthodes classiques dites «C-φ ») et les méthodes à partir des résultats des essais in-situ, c'est-à-dire à partir de la pression limite P_1 du pressiomètre Ménard ou à partir de la résistance de pointe q_c du pénétromètre dynamique.

Mentionnons également qu'on effectue en général le calcul de portance des fondations superficielles vis-à-vis de l'état limite ultime (ELU) de résistance et l'évaluation des tassements se fait vis-à-vis de l'état limite de service (ELS)

2. les méthodes à partir des essais de laboratoire :

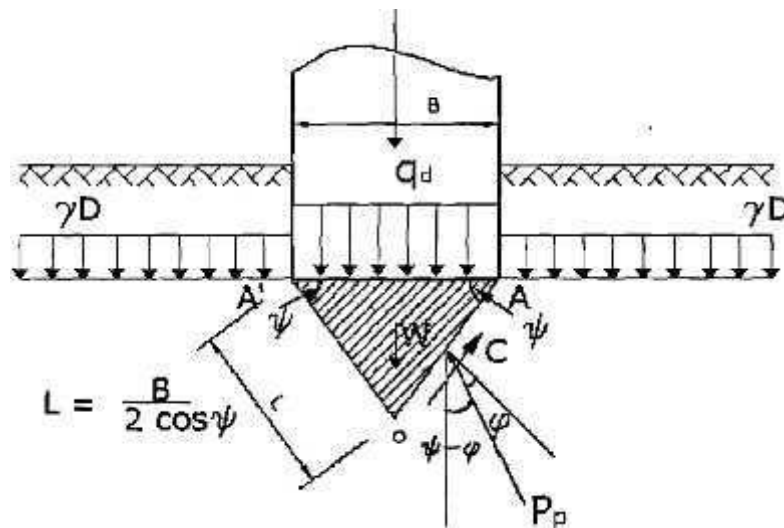


Figure 3.1 : Equilibre des terres sous la fondation

On constate qu'il s'est formé, directement sous la fondation, un coin triangulaire AOA' en équilibre surabondant, solidaire de la fondation dans sa pénétration au sein du massif. Les

côtés OA et OA' du coin sont orientés suivant l'angle Ψ par rapport à l'horizontal. Ce coin refoule les terres de part et d'autres du massif et les parois OA et OA' de longueur 1, agissent comme de véritables écrans de butées qui doivent équilibrer le poids du coin OAA' noté W et la charge Q transmise par la fondation. La force de butée se décompose en une force de cohésion $C = C \cdot l$ portée par OA et une force de frottement Pp d'obliquité φ .

On suppose de plus que le sol situé au-dessus de l'horizontale AA' de la base de fondation (surcharge ou remblai) n'agit que comme une surcharge verticale constante, d'intensité γd . L'équilibre du coin OAA' conduit à écrire l'équation suivante:

$$Q + W = 2Pp \cos(\Psi - \varphi) + 2Cl \sin \Psi$$

Où W représente le poids du coin et Q la charge de rupture de la fondation. Après différentes substitutions, nous obtenons l'expression brute de la capacité portante ultime.

$$q_d = \gamma \cdot \frac{B}{2} N_\gamma + \gamma' \cdot D \cdot N_q + C \cdot N_c \quad : \text{c'est la formule de TERZAGHI,}$$

$$q_d = \frac{Q}{B \times l} \quad : \text{C'est la capacité portante ultime unitaire.}$$

D = profondeur de la base de fondation par rapport au terrain naturel.

B = largeur de la semelle.

γ = poids volumique du sol de fondation.

γ' = poids volumique du sol au-dessus de la fondation.

$$\text{On pose } \sigma_v = \gamma' \cdot D = \sum \gamma_i' \cdot Z_i \quad (2.4)$$

σ_v = contrainte verticale des terres au-dessus de la base de fondation.

Les trois coefficients N_γ , N_q , et N_c ne dépendent que de l'angle φ . On les appelle les facteurs de capacité portante.

- ✓ N_γ est le terme de surface
- ✓ N_q est le terme de profondeur
- ✓ N_c est le terme de cohésion.

Les valeurs de ces trois facteurs de portance sont tabulées en Annexe 2.1.

C = cohésion du sol sous la base de la fondation en unité de pression,

φ = angle de frottement interne du sol ou le coefficient des terres au repos. La valeur minimale de Ψ est donnée par : $\Psi = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ selon Caquot et Kerisel.

C et φ sont des paramètres intrinsèques du sol et sont déterminés à partir de l'essai triaxial ou l'essai de cisaillement direct à la boîte. Ils dépendent de sa nature, de son degré de saturation et des conditions de drainage à court terme et à long terme. (Voir tableaux d'annexe).

Prandtl propose pour le calcul des facteurs de portance les formules suivantes:

$$\text{Pour } \varphi = 0, \quad Nq = 1, \quad Nc = 5,14, \quad N\gamma = 0$$

$$\text{Pour } \varphi \neq 0, \quad Nq = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{N \text{tg} \varphi}, \quad N\gamma = 2(Nq + 1) \text{tg} \varphi, \quad Nc = \frac{Nq - 1}{\text{tg} \varphi}$$

Pour limiter les tassements à des valeurs admissibles, il convient d'introduire dans les formules de qd 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.

2. Cas d'une semelle filante de largeur B

- Charge verticale et centrée sur la semelle :

$$qd = \left[\gamma \cdot \frac{B}{2} N\gamma + \gamma \cdot D \cdot Nq + C \cdot Nc \right]$$

avec $qad = \gamma D + \frac{1}{F} [qd - \gamma D]$ et $Q \text{ total} = qad \times B$

Rappelons qad est la contrainte admissible, B la largeur de la semelle et Q la charge linéaire appliquée par la semelle.

- Charge verticale excentrée de e :

Le problème est résolu comme le cas d'une charge centrée mais avec une semelle de largeur fictive B'. B' = (B - 2e). Ceci conduit à appliquer un coefficient correcteur fonction de $\left(1 - \frac{2e}{B}\right)$ aux trois termes de la capacité portante.

$$qd = \left[I\gamma * \frac{B}{2} N\gamma + Iq * \gamma D Nq + Ic * C Nc \right]$$

$$Q_{\text{totale}} = qad \times \text{Aire fictive} = qad \times B'$$

avec $I\gamma^*$, Iq^* et Ic^* , des coefficients réducteurs des facteurs de portance définis par Meyerhof comme suit:

$$I\gamma^* = \left(1 - \frac{2e}{B}\right)^2 \quad \text{et} \quad Ic^* = Iq^* = \left(1 - \frac{2e}{B}\right)$$

3. Cas d'une semelle isolée rectangulaire et radier général de largeur B et longueur L

- Lorsque la semelle est carrée $B = L =$ côté de la semelle
- Lorsque la semelle est circulaire $B = L = \varnothing =$ diamètre de la semelle

- Charge verticale et centrée sur la semelle :

$$q_d = \left[\left(1 - 0.2 \frac{B}{L}\right) \frac{\gamma B}{2} N\gamma + \gamma D Nq + \left(1 - \frac{2e}{B}\right) CNc \right]$$

avec $Q_{\text{totale}} = q_d \times \text{Aire de la semelle}$ et

$$q_{ad} = \gamma D + \frac{1}{F} [q_d - \gamma D]$$

- Charge verticale excentrée de (e) :

Meyerhof définit une aire fictive $A' = (B - 2e) \cdot (L - 2e')$,

$e = 0$ lorsqu'il n'y pas d'excentricité dans la direction considérée.

$$q_d = [I\gamma^* \left(1 - 0.2 \frac{B}{L}\right) \frac{\gamma B}{2} N\gamma + Iq^* \gamma D Nq + Ic^* \left(1 - \frac{2e}{B}\right) CNc]$$

avec $I\gamma^*$, Iq^* et Ic^* , les coefficients réducteurs des facteurs de portance définis comme dans le cas des semelles filantes.

$Q_{\text{totale}} = q_d \times \text{Aire fictive de la semelle}$

NB : Les remarques faites dans le cas des semelles filantes sont valables.

2. METHODE DU PENETROMETRE DYNAMIQUE

2.1 Définition et principe de l'essai de pénétration dynamique : L'essai de pénétration dynamique permet de déterminer directement la résistance limite appelée résistance dynamique à la pointe d'un sol. Les pénétromètres se subdivisent en pénétromètres dynamiques (enfoncés dans le terrain par battage) et les pénétromètres statiques (appelés quasi-statiques par certains auteurs), qui sont vérifiés dans les terrains à vitesse lente et régulière. Nous étudierons seulement l'essai de pénétration dynamique qui est le plus courant dans notre environnement.

L'essai est 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 résoudre les problèmes suivants: contrôle de l'homogénéité d'un site; détermination des épaisseurs des différentes couches de sols ; localisation des cavités ou autres discontinuités ; reconnaissance du niveau du toit du

rocher. En France, deux types de pénétromètres dynamiques sont normalisés: les pénétromètres de type A (PDA) et les pénétromètres de type B (PDB) (Voir les tableaux dans l'annexe) Le sondage au pénétromètre dynamique (PDB), le plus courant dans la région, consiste à:

- Enfoncer le sol par battage de manière continue un train de tige muni en partie inférieure d'une pointe débordante,
- Noter le nombre de coups de mouton nécessaire (Nd20) pour un enfoncement permanent de la pointe de 20 cm,
- Vérifier l'importance des efforts parasites éventuels sur le train de tige.

Le sondage au pénétromètre dynamique (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 moutons nécessaires (Nd10) pour un enfoncement permanent de la pointe de 10cm.

En général, on associe ces essais à un sondage de reconnaissance de sol comme la tarière à main pour déterminer la coupe du sol.

Calcul de la résistance dynamique de pointe qd

La résistance à la pointe à la pénétration dynamique à la pointe est donnée Conventionnellement par l'expression suivante connu sous le nom de « Formule des Hollandais ».

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

où:

qd= résistance dynamique à la pointe en Pascal (Pa = N/m²)

m = masse du mouton en kilogrammes, (masse frappante)

g = accélération de la pesanteur en m/s²

H = la hauteur de chute libre du mouton en mètre

A = l'aire de la section droite de la pointe en m²

e = l'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' = est la masse cumulée, exprimée en kilogramme, de l'enclume et de la tige-guide, si celle-ci est solidaire de l'enclume et du train de tiges (masse frappées)

Les résultats de l'essai sont représentés sur un graphique avec échelles arithmétiques donnant

en fonction de la profondeur la résistance dynamique de pointe q_d .

L'essai est réalisé à plusieurs endroits et la résistance minimale est retenue pour une même profondeur.

A partir de cet instant, on peut prendre approximativement comme contrainte admissible du sol.

$$q_{ad} = q_d / 20$$

Cependant, il est plus judicieux de comparer cette valeur de q_{ad} aux valeurs des autres essais qui sont plus précis comme le pressiomètre Ménard ou le pénétromètre statique.

II- GENERALITES SUR LES FONDATIONS PROFONDES

1. Définition :

Lorsque le terrain superficiel sur lequel repose une fondation n'est plus capable de résister aux sollicitations qui lui sont transmises, on a recours à une fondation profonde qui permet d'atteindre le substratum (le "bed rock") ou un sol plus résistant et de mobiliser le frottement latéral des couches traversées. Ce cas se présente souvent lorsque les couches superficielles sont peu résistantes, molles et compressibles, par exemple le cas des vases, des tourbes, des argiles, et dans le cas où il serait impossible d'améliorer la portance de ces couches. Si la fondation était exécutée directement sur ces couches compressibles, des tassements incompatibles à la stabilité de l'ouvrage se produiraient. Les fondations profondes mobilisent le sol :

- par l'effort de pointe proportionnellement à leur section lorsqu'elles reposent directement sur le bed- rock.
- par frottement latéral et par effort de pointe lorsqu'il est impossible de descente sur une couche suffisamment résistante.
- par frottement latéral seul dans le cas de pieux flottants c'est -à-dire des pieux fichés dans une couche cohérente : argile par exemple.

2. Classification des pieux

Les fondations profondes sont constituées par les puits et les pieux. La différence fondamentale entre les pieux et les puits est le diamètre qui est plus grand pour les puits, supérieur à 1m. Dans la catégorie des pieux, on distingue les micros-pieux qui ont un diamètre inférieur ou égal à 250

mm. Mais par soucis de simplification, on désignera par le nom de pieu l'ensemble des fondations profondes. Traditionnellement, on classe les pieux suivant:

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

Pour l'évaluation de la force portante, il est plus important de considérer le type de sollicitation imposé au sol par la mise en place du pieu. C'est ainsi qu'on distingue:

- Pieux refoulant le sol à la mise en place
- Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place (excavation de sol).

3. CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DES PIEUX

3.1 Introduction

La force portante d'un pieu est définie comme la charge maximale Q_l qu'il peut supporter, au-delà de cette charge se produit la rupture du sol. La capacité portante maximale q_l sera la charge par unité de surface, encore appelée pression.

Pour le cas des fondations profondes, on sépare la résistance verticale limite Q_l supportée par le pieu en deux composantes: la résistance de pointe Q_p et la résistance au frottement Q_f .

$$Q_l = Q_p + Q_f \quad , (\text{Figure 2.2})$$

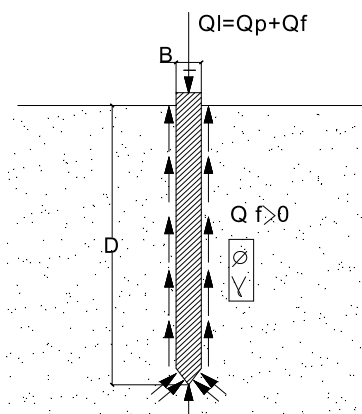


Figure 2.2 : Force portante d'un pieu

Plusieurs méthodes ont été élaborées pour la détermination de la force portante d'un pieu dont:

- La formule dynamique déduite du résultat de battage,
- La formule statique basée sur la théorie des fondations superficielles.

- L'interprétation des résultats des essais exécutés au pénétromètre ou au pressiomètre.

- Les interprétations des essais de mise en charge d'un ou plusieurs pieux.

3.2 Méthodes de calcul de la force portante d'un pieu battu sous charge axiale

3.2.1 Définition

Ces pieux sont préfabriqués et fichés dans le sol par battage à l'aide d'un mouton et d'une sonnette. Les essais de battage de pieux donnent des résultats plus fiables dans le cas d'un massif pulvérulent relativement compact et perméable. Par contre, les résultats sont trop faibles pour le cas d'un milieu cohérent peu perméable, Il est d'usage de mesurer l'enfoncement moyen du pieu, mesuré sous un certain nombre de coups en général 10 coups. On désigne par refus, l'enfoncement du pieu correspondant au dernier coup de mouton. Mais il est plus difficile à exprimer, c'est pourquoi on exprime en général un refus moyen observé au cours de la dernière volée de 10 coups de moutons. Ainsi l'obtention d'un certain refus est généralement une condition nécessaire mais non suffisante pour arrêter le battage. Il arrive, en effet, que le refus soit incertain à cause de la présence d'un obstacle.

3.2.2 Formule des Hollandais

On l'utilise de préférence pour des refus importants supérieurs à 5 millimètres.

$$Q_{ad} = \frac{1}{F} \cdot \frac{M^2 \cdot H}{e(M+P)} \cdot g$$

Q_{ad} = Charge portante admissible du pieu en N

H = hauteur de chute du mouton

M = masse du mouton en kg

P = Masse frappée (pieu + casque + accessoire) en kg

e = Enfoncement permanent ou refus moyen en m.

g = Accélération de la pesanteur en m/s²

F = Coefficient de sécurité pris égal à 6 en pratique.

3.2.3 Formule de Crandall

On l'utilise pour des refus inférieurs à 5 millimètres.

$$Q_{ad} = \frac{1}{F} \cdot \frac{M^2 \cdot H}{\left(e + \frac{e-1}{2}(M+P)\right)} \cdot g$$

Le refus est mesuré cette formule n'est autre que celle des Hollandais pour laquelle on tient compte du raccourcissement élastique e_l du pieu exprimé en m.

On prend dans ce cas $F = 4$.

4. Méthodes de calcul de la capacité portante d'un pieu foré sous charge axiale

4.1 Définition

L'utilisation des pieux forés nécessite l'exécution préalable d'un forage aux moyens mécaniques (tarière, benne, etc.). Le forage qui peut être tubé est rempli de béton. Pour la détermination de la charge portante totale Q_l du pieu, il y a lieu de distinguer ici le terme de pointe Q_p , qui est la force limite supportée en résistance de pointe et le terme de frottement latéral Q_f qui est le frottement des parois latérales du pieu contre le terrain. En général le terme Q_p est peu influencé par le type de pieu, ce qui n'est pas le cas pour le terme Q_f qui est fonction du matériau constitutif du sol, du pieu et de son mode de mise en place. D'ailleurs, il est le plus difficile à évaluer et on s'attache à la détermination de la force portante verticale Q_p .

Plusieurs méthodes ont été élaborées soit à la base des calculs théoriques (formule statique) ou à la base d'interprétation des résultats d'essais in-situ (pénétromètre ou pressiomètre). Pour le calcul de la charge admissible Q_{ad} , comparer avec la charge résultante des descentes de charges, les termes Q_p et Q_f seront minorés par des coefficients dits de sécurité.

4.2 Formule statique

4.2.1- Expression générale de la force portante Q_l

Cette méthode nécessite la connaissance des caractéristiques mécaniques (C et ϕ) du sol, qui sont déterminés au laboratoire.

$$Q_l = P \cdot \sum_{i=1}^{i=n} (h_i q_{fi} + A \cdot q_p) = Q_f + Q_p$$

Q_l : Capacité portante ou pression limite du pieu en unité de force, soit en kN.

q_{fi} = frottement latéral unitaire de la couche i en kPa, déterminé à partir des abaques

n : nombre de couches traversées par le pieu.

P : périmètre du pieu en m

A = section droite du pieu en m^2

h_i = épaisseur de la couche i en m ($h_i = D$ = longueur du pieu lorsque le sol est homogène sur toute la profondeur d'ancrage)

q_p = capacité portante brute sous la pointe en kPa.

En général pour un pieu fiché dans un sable, la capacité portante nette est pratiquement la même que la portance brute.

4.2.2- Calcul de la pression limite qp sous la pointe

La méthode la plus ancienne pour déterminer la pression limite est fondée sur les formules de Terzaghi pour la capacité portante des fondations superficielles. Ainsi pour le cas des semelles circulaires de rayon r, ancrée à une profondeur D, l'expression de la capacité portante brute $q_d = q_p$ devient:

$$q_p = 0.6 \cdot \gamma \cdot r \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D \cdot N_q + 1.3 \cdot c \cdot N_c = 0.6 \cdot \gamma \cdot r \cdot N_\gamma + \sigma_v \cdot N_q + 1.3 \cdot c \cdot N_c$$

(Voir au-dessus. pour la définition des différents termes)

En général, on néglige le terme $\gamma \cdot r \cdot N_\gamma$ et on détermine alors des coefficients plus élevés, soit N_{qmax} . et N_{cmax} . qui sont tabulés en tableau de l'annexes .

$$\text{On alors } q_p = \sigma_v \cdot N_{qmax} + 1.3 \cdot c \cdot N_{cmax}$$

Cette dernière formule n'est valable que lorsqu'on a atteint l'ancrage critique D_c (Figure 3.3), c'est-à-dire $D \geq D_c$: De, sinon utiliser celle des fondations superficielles.

La force portante verticale est donnée par : $Q_p = A \cdot q_p$

Caquot et Kérisel ont proposé des formules pour le calcul de N_q , N_c et D_c : $D_c =$

$$\frac{B}{4} N(q)^{2/3} q_{max} \quad (2.20)$$

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

Pour $\varphi \neq 0$

$$N_{qmax} = (e)^{7 \cdot \tan \theta} \quad N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \theta}$$

4.2.3- Calcul du frottement latéral Qr

C'est la résistance au cisaillement (contrainte tangentielle) qui peut être mobilisée au contact du pieu et du sol pendant leur déplacement relatif. Il est pris en compte seulement sur la hauteur $(D - D_c)$. Le frottement latéral est assez difficile à évaluer et on s'intéressera aux cas de sollicitations particulières. Il se calcule par: $Q_f = P \cdot \sum_i^n (h_i \cdot q_{fi}) = P \cdot \sum_0^{D-D_c} (q_f \cdot dh)$

* Dans une argile saturée ou sol purement cohérent, le frottement latéral unitaire est donné par :

$$q_f = \beta \cdot C_u$$

β : est un coefficient réducteur (Voir Tableau 2.1) et C_u est la cohésion non drainé du sol.

TYPE DE PIEU	NATURE DE PIEU	β
Puits et Pieux forés de gros diamètre	Fut en béton	0.6
Pieux forés	Fut en béton	0.7
	Fut en métal	0.5
Pieux battus	Fut en béton	0.7
	Fut en métal	0.5
Pieux injectés	Faible pression	1
	Forte pression	1.5

Tableau 2.1: Valeurs maximales du coefficient β pour quelques pieux (DTU 13.2)

Pour un sol non cohérent (pulvérulent ou grenu) le frottement latéral est estimé par :

$$q_f = K \cdot \tan \varphi \cdot \sigma'_v = \sigma'_h \cdot \tan \varphi$$

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

K et φ sont respectivement le coefficient de poussé du sol sur le pieu et l'angle de frottement sol-pieu. Ils sont déterminés par Broms pour différents types de pieux (Tableau 2.2).

TYPE DE PIEU	φ	K	
		Compacité faible	Compacité forte
Pieu acier	20	0.5	1
Pieu battus	$\frac{3}{4} \varphi$	1	2
Pieu battus en béton lisse	$\frac{3}{4} \varphi$	0.5	1
Pieu foré	$\frac{3}{4} \varphi$	0.5	0.5
Pieu en bois conique	$\frac{2}{3} \varphi$	1.5	4

Tableau 2.2: Valeurs de K et φ pour quelques pieux en fonction de φ

Remarques:

- A titre indicatif, on adopte pour le frottement unitaire des sols non cohérents (pulvérulents), les valeurs suivantes:

- limon, sable lâche ou craie molle: $q_s = 35$ kPa.

- sable moyen à très compact: $q_s = 80$ kPa à 120 kPa.

- craie altérée: $q_s = 80$ kPa à 150 kPa

- De façon général, on peut exprimer le frottement unitaire d'un sol par la formule

$$q_f = K \cdot \tan \varphi \cdot \sigma'_v$$

Prenant pour le facteur $K \cdot \tan \varphi$, les valeurs suivantes:

- Sol pulvérulent: 0.30

- Argiles et vases: 0.20 à 0.25
 - Pieux battus dans les argiles très molles: 0.10
 - Pieux métalliques ou chemisés enduites de bitumes: 0.05
- 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 $Q_l = Q_p - Q_f$.

4.3 Calcul à partir de l'essai au pénétromètre

L'essai de résistance pénétrométrique le plus fiable pour les fondations profondes est l'essai au pénétromètre statique. L'enfoncement des tiges dans le sol se fait à vitesse constante et lente au moyen de vérins.

Quant à l'essai de pénétration dynamique que nous avons présenté dans le cas des fondations superficielles, il donne essentiellement des indications qualitatives sur les caractéristiques du sol. On effectue au voisinage de l'emplacement du futur pieu un ou plusieurs essais au pénétromètre

4.3.1 Calcul de la pression limite q_p sous la pointe

La pression limite sous la pointe du pieu est déterminée à partir de la valeur de la résistance de pointe q_c du pénétromètre statique.

L'effort total mobilisable sous la pointe est donnée par $Q_c = A \cdot q_p$

avec:

A : aire de la section droite de la pointe du pieu

q_p : contrainte limite donnée par la relation: $q_p = k_c \cdot q_c$,

où $k_c < 1$, les valeurs du coefficient k_c sont données par des tableaux.

4.3.2 Calcul du frottement latéral q_f

Le frottement latéral le long du pieu est difficile à évaluer partir du frottement mesuré lors de

l'essai pénétrométrique. C'est pourquoi on préfère relier le frottement latéral aux caractéristiques de résistance de cisaillement du sol. A partir des résultats de l'essai au pénétromètre, on détermine : $q_f = \frac{qc}{\alpha}$

$\alpha = 100$ (sables denses)

$\alpha = 75$ (sables lâches)

$\alpha = 60$ (sols intermédiaires)

$\alpha = 50$ (argiles)

Il existe des tables plus complètes pour déterminer le coefficient " α " (voir Annexes 3.4)

L'effort total mobilisable par frottement latéral est donné par la formule: $Q_f = \sum_{i=1}^n (h_i q_{fi})$

4.4 Charge admissible nette Qad 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. Elle sera comparée à la charge résultante de la descente de charge. On introduit donc la notion des facteurs de sécurité. Suivant les règles BAEL, les deux efforts de pointe et de frottement latéral sont frappés des coefficients réducteurs suivants :

$$\text{ELS: } Q_{ad} = \frac{Q'_p}{2} + \frac{Q_f}{3}$$

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

Q'_p : Force portante nette à la pointe du pieu.

Dans les sables, la force portante brute Q_p est pratiquement la même que la force portante nette Q'_p .

Q_f : force de frottement mobilisable

5. Comportement d'un groupe de pieux

Jusqu'à présent, nous avons traité de la force portante d'un pieu isolé. Mais dans la pratique, les pieux sont pratiquement battus ou forés par groupe. Il convient donc d'étudier l'influence d'un pieu voisin sur la force portante de chaque pieu du groupe afin de mobiliser tout le frottement latéral. Ainsi, dès que l'entraxe de deux pieux est inférieur à un dixième de leur longueur, il faut tenir compte de cette influence. La capacité portante d'un pieu du groupe se trouve donc diminuée. On introduit donc la notion de coefficient d'efficacité, noté f qui minore la vraie valeur de la capacité portante du pieu.

Nous proposons la formule de « Los Angeles »

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

avec :

n : nombre de rangées de pieux suivant le plus petit côté.

m : nombre de pieux par rangée

B : dimension du pieu ou diamètre

L : entraxe des pieux d'une même rangée

f : coefficient d'efficacité.

La charge portante limite Ql' d'un pieu du groupe sera donnée par: $Ql' = f \cdot Ql$

La charge portante limite Ql' du groupe de pieux est donnée par: $Ql' = N \cdot f \cdot Ql$

N : étant le nombre de pieux du groupe.

6. Effort horizontaux et pieux inclinés

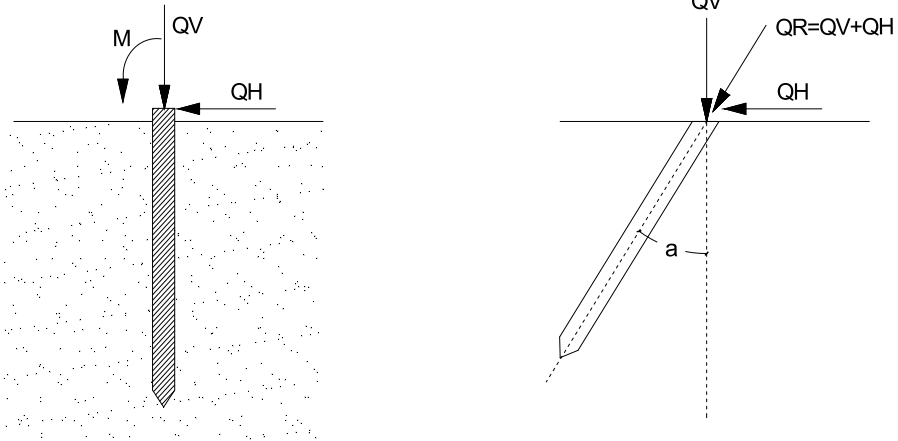
Il arrive que les pieux soient soumis en plus de la charge verticale axiale, à des efforts horizontaux ou à un moment (cas des forces de freinage, poussées des terres...) Lorsque le moment ou la force horizontale sont importants, le pieu doit être fortement armé. Nous n'aborderons pas ici les calculs des pieux soumis à des charges horizontales qui se font en utilisant un module de réaction du sol en déterminant les déformations du pieu. Néanmoins des dispositions constructives sont prises lorsque le cas se présente. En général, on reprend les efforts horizontaux par des pieux inclinés. L'angle d'inclinaison α du pieu est fixé en fonction du matériel de forage :

- Pour des pieux battus, l'angle est limité à 20° ,
- Pour des pieux forés de diamètre supérieur à 1.20 m, l'inclinaison est-déconseillée.

Pour des pieux forés de diamètre inférieur à 0.80 m, l'inclinaison est limitée à 12° si le terrain est aquifère et pouvant atteindre 18° si le terrain est non aquifère. Des poutres ou tirants reliant les pieux en tête, servent également à reprendre les efforts de traction - compression développés par les efforts horizontaux et moments.

- Pour des pieux forés de diamètre compris entre 0.80 et 1.20 m, $\alpha < 12^\circ$.
- Pour des pieux forés de diamètre inférieur à 0.80 m, l'inclinaison est limitée à 12° si le terrain est aquifère et pouvant atteindre 18° si le terrain est non aquifère.

Des poutres ou tirants reliant les pieux en tête, servent également à reprendre les efforts de traction - compression développés par les efforts horizontaux et moments.



**EVALUATION DE LA CAPACITE PORTANTE D'UN PIEU PAR L'ESSAI
PRESSIOMETRIQUE**

Travaux Dirigés

Exemple de calcul :

DETERMINER LA CAPACITE PORTANTE D'UN PIEU DE DIAMETRE 600 MM, FORE DANS UN TERRAIN DE TYPE **SABLE LIMONEUX COMPACT**.

LE RESULTAT DES ESSAIS PRESSIOMETRIQUES EST PRESENTE CI-DESSOUS.

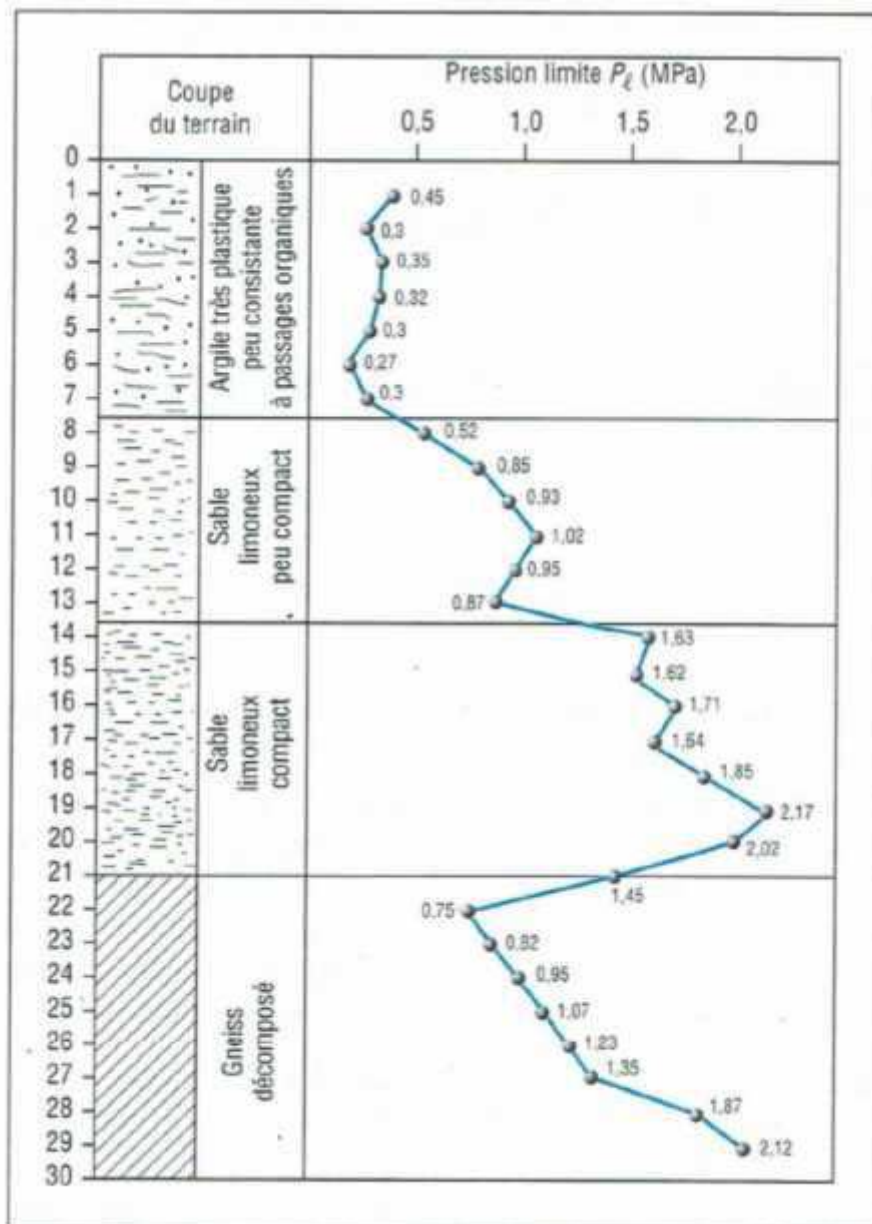


Fig.16. Résultats d'essais pressiométriques.

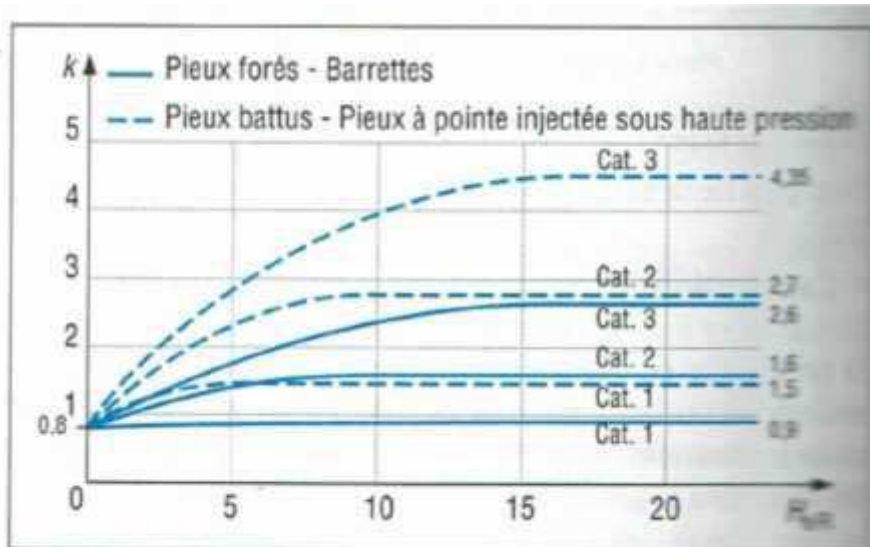


Fig. 17. Valeur du coefficient k (d'après M. Bustamante et L. Gazdarcu)

5.2.1 Évaluation de la résistance de pointe q_{pl} d'après l'essai pressiométrique Ménard

Il est calculé en appliquant une formule semi-empirique, qui relie directement la pression limite mesurée P_{ℓ} à la pression de rupture sous la pointe q_p :

$$q_p - q_0 = k (P_{\ell_e} - p_0) \quad (4)$$

- p_0 et q_0 sont les pressions horizontales et verticales totales des terres au niveau considéré. Ces termes peuvent le plus souvent être négligés (Précis de Bâtiment AFNOR-Nathan).
- P_{ℓ_e} est la pression limite équivalente (pression limite pondérée), qui tient compte de la distribution des pressions limites mesurées à des niveaux proches de la pointe du pieu.

$$P_{\ell_e} = \sqrt[3]{P_{\ell_1} P_{\ell_2} P_{\ell_3}}$$

P_{ℓ_1} représente la pression limite mesurée 1 m au-dessus de la pointe du pieu, P_{ℓ_2} la pression limite mesurée au niveau de la pointe du pieu, P_{ℓ_3} la pression limite mesurée 1 m au-dessous de la pointe du pieu.

Pression limite P_c (MPa)	Nature des sols	Catégorie
< 0,7	Argile molle	1
< 0,8	Limon et craie molle	
< 0,7	Sable argileux et limoneux ou vaseux lâche	
1,0 à 1,8	Sable et grave moyennement compacts	2
1,2 à 3,0	Argile et limon compacts	
1,5 à 4,0	Marne et marno-calcaire	
1,0 à 2,5	Craie altérée	
2,5 à 4,0	Roche altérée	
> 3,0	Craie fragmentée	
> 4,5	Marne très compacte	3
> 2,5	Sable et gravier compacts à très compacts	
> 4,5	Roche fragmentée	

En raison du nombre trop faible de résultats expérimentaux, les valeurs correspondant à la catégorie 3, sont à utiliser avec prudence.

Tableau 6. Détermination de la catégorie du sol.

- Le facteur k , appelé facteur de portance, est empirique. Il dépend de la nature et de la compacité du terrain, du type de pieu, de sa mise en œuvre, ainsi que de son encastrement. Après avoir déterminé la catégorie du sol d'après le tableau 6, et l'encastrement relatif H_e / R de la fondation, la valeur de k est lue sur l'abaque (fig. 17).

Remarque :

La pointe du pieu se trouve dans le sable compact. Faire le calcul entre les profondeurs :

-17 m & -19 m