

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université des Sciences et de la Technologie d'Oran
Mohamed BOUDIAF

Faculté d'Architecture et de Génie Civil
Département de Génie Civil

.....||| *Polycopié* |||.....



CALCUL PRATIQUE
DES
FONDACTIONS

Élaboré par :

Mme BOUROKBA MRABENT Souad Amel

(Docteur en Génie Civil – Option Géotechnique, U.S.T.O)

Année universitaire 2015-2016

AVANT-PROPOS

Il existe deux grands modes de transmission des charges des constructions aux couches de sols sous-jacentes : par fondation superficielle et par fondation profonde. Les fondations superficielles (*semelle, radier, etc.*) sont, par définition, des fondations qui reposent sur le sol ou qui n'y sont que faiblement encastrées. Les charges qu'elles transmettent ne sollicitent que les couches superficielles. Les fondations profondes (pieux et barrettes) reportent, elles, les charges tant dans les couches profondes que dans les couches superficielles qu'elles traversent.

Les fondations superficielles sont considérées comme des ouvrages simples et d'exécution facile. Néanmoins, de très nombreux travaux leur ont été consacrés depuis près d'un siècle pour établir, valider et améliorer leurs méthodes de calcul, car les paramètres à prendre en compte sont variés et ces calculs mettent en jeu nombre de facettes du comportement mécanique des sols et des roches.

Les méthodes de calcul de la capacité portante ont été développées progressivement depuis le début du vingtième siècle. Elles doivent beaucoup à quelques précurseurs (Terzaghi, Meyerhof, Brinch Hansen, Caquot, de Beer...), qui ont établi un ensemble de règles validées par l'expérience et couvrant la plupart des situations courantes.

Pour le calcul, les deux types de fondations (profondes et superficielles) se différencient essentiellement par la prise en compte d'un frottement sur les parois latérales de la fondation.

Pour les fondations profondes, le mode de travail et l'interaction avec le sol environnant conduisent à introduire la notion de profondeur critique mais qu'on peut définir, en première approximation, comme le niveau au-dessous duquel, en sol homogène, la résistance sous la base n'augmente plus.

Vu l'importance que révèle le calcul de la capacité portante d'un sol dans la stabilité d'un ouvrage, nous essayons à travers ce polycopié d'étudier cette dernière à partir des essais au laboratoire et in situ.

Ce polycopié est adressé aux étudiants de plusieurs spécialités telles que le génie civil, le bâtiment et les travaux publics, et se propose de présenter à travers deux chapitres les méthodes pratiques de calcul des fondations superficielles et profondes en estimant pouvoir contribuer modestement à l'introduction de cette discipline aux ingénieurs.

Je souhaite remercier mon amie Mme BENGRA. L pour l'aide et le soutien qu'elle m'a apporté au cours de la rédaction de ce polycopié.

SOMMAIRE

AVANT - PROPOS	1
1 Fondations superficielles	7
1.1 Généralités.....	7
1.2 Types de fondations superficielles	7
1.3 Problèmes posés par un projet de fondation superficielle.....	7
1.3.1 Méthode de calcul	7
1.3.2 Problèmes généraux liés à l'étude d'un projet de fondation	8
1.3.3 Autres problèmes.....	8
1.4 Comportement d'une fondation superficielle [1, 2, 3 et 10]	9
1.4.1 Courbe typique obtenue lors d'un chargement d'une fondation superficielle	9
1.4.2 Comportement à la rupture.....	10
1.5 Calcul de la capacité portante.....	10
1.5.1 Application de la théorie de la plasticité	11
1.5.2 Capacité portante d'une semelle filante soumise à une charge verticale centrée reposant sur un massif semi infinie et homogène horizontale	11
1.5.3 Calcul de la capacité portante pour des cas particuliers.....	13
1.6 Détermination de la capacité portante à l'aide des essais in situ	17
2 Fondations profondes.....	26
2.1 Introduction	26
2.2 Technologie [21]	27
2.2.1 Classification suivant le mode d'exécution.....	27
2.2.2 Classification suivant le mode de fonctionnement.....	33
2.3 Problèmes posés par le calcul d'une fondation sur pieux	33
2.3.1 Problèmes de résistance des matériaux(R.D.M)	33
2.3.2 Problèmes de mécanique des sols (M.D.S)	33
2.4 Évaluation de la charge limite d'un pieu isolé soumis à une force verticale	34
2.5 Définitions et mécanismes du frottement latéral positif et négatif.....	34
2.6 Méthode à partir des essais de laboratoire	35
2.6.1 Formule statique (Théorie de la plasticité parfaite)	35

2.6.2	La charge admissible Q_N	38
2.7	Méthodes basées sur l'interprétation d'essais in situ	39
2.7.1	Calcul par la méthode Pressiométrique [11]	39
2.7.2	Calcul par la méthode du Pénétrömètre statique,.....	43
2.7.3	Pénétrömètre dynamique.....	45
2.8	Évaluation du frottement négatif maximal [7]	46
2.8.1	Principe de l'évaluation du frottement négatif maximal	46
2.8.2	Hauteur d'action du frottement négatif	47
3	Références bibliographiques	49
	ANNEXE I	51
	ANNEXE II.....	55
	ANNEXE III	61

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 : Technologie de construction	7
Figure 1-2 : Types de fondations superficielles	7
Figure 1-3: Reprise en sous œuvres des fondations superficielles [25]	8
Figure 1-4 : Réalisation des parois moulées et exemple d'application [27]	9
Figure 1-5 : Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle [10].....	9
Figure 1-6 : Schéma de rupture d'une fondation superficielle [10]	10
Figure 1-7: Schéma de rupture d'une fondation superficielle [10]	11
Figure 1-8 : Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi(méthode « c-φ »)[10]	11
Figure 1-9: Valeurs de $N_c(\phi')$, $N_\gamma(\phi')$ et $N_q(\phi')$ recommandées par Terzaghi et Peck [24].....	12
Figure 1-10 : Inclinaison et excentrement d'une charge dans la direction parallèle à B[10]...	15
Figure 1-11 : Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge inclinée [10]	15
Figure 1-12: Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge excentrée [10]	16
Figure 1-13 : Semelle fondée sur un bicouche	16
Figure 1-14 : Diffusion approchée dans contraintes d'une semelle fondée sur un bicouche...	17
Figure 1-15 : Définition de l'encastrement équivalent d'une fondation superficielle [8].....	18
Figure 1-16 : Définition de la pression limite nette équivalente p_{le}^* et de la résistance de pointe équivalente [21]	19
Figure 1-17 : Variation de la capacité portante « Q_1 » en fonction de la profondeur D dans un sol homogène.....	20
Figure 1-18 : Facteur de portance pressiométrique pour les semelles carrées et circulaire	21
Figure 1-19 : Facteur de portance pressiométrique pour les semelles filantes.....	22
Figure 1-20 : Coefficient minorateur pour une charge inclinée sur sol horizontal (fascicule 62-V, 1993) [10]	23
Figure 1-21 : Fondation en crête de talus. Notations (fascicule 62-V,1993) [8].....	23
Figure 1-22 : Coefficient minorateur pour une charge verticale centrée à proximité de la crête de talus, dans le cas d'un encastrement nul (fascicule 62-V, 1993) [8]	23
Figure 1-23 : Angle β' pour le calcul du coefficient minorateur dan le cas d'une fondation .	24
Figure 1-24 : Charge inclinée dirigée vers l'extérieur ou l'intérieur d'un talus (fascicule 62-V, 1993) [8]	24
Figure 1-25 : Définition de la contrainte de référence pour un excentrement « e » (fascicule 62-V, 1993) [8].	25

Figure 2-1 : Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique D_e	26	
Figure 2-2 : Puits réalisés pour le viaduc de Millau [21]	26	
Figure 2-3 : Différents barrettes	27	
Figure 2-4 : Profilés métalliques battus.....	27	
Figure 2-5 : Mise en place de pieu tube par vibrofonçage pour le viaduc TGV de Waremme (Belgique) [21]	28	
Figure 2-6 : Pieu vissé à pointe perdue Atlas [21]	29	
Figure 2-7 : Pieu vissé de type Oméga à deux pas de vis ou un seul [21]	29	
Figure 2-8 : Méthode de réalisation des colonnes ballastées [21].....	30	
Figure 2-9 : Méthode de réalisation des pieux forés sous boue, vue d'un trépan et d'une tarière à godets « bucket » [21]	30	
Figure 2-10 : Pieux formés par forage à la tarière continue : technique Starsol de Sol étanche [21]	31	
Figure 2-11 : Réalisation d'un micropieux pour les écrans antibruit de l'autoroute A4 (photographies S. Borel) [21].....	32	
Figure 2-12 : Jet grouting : (a) diagramme de principe de différentes techniques (b) vue de la technique double jet (c) colonne excavée [21].....	32	
Figure 2-13 : Classification suivant le mode de fonctionnement [20]	33	
Figure 2-14 : Comportement général d'un pieu isolé soumis à une charge verticale.....	34	
Figure 2-15: Mécanismes du frottement latéral positif et négatif [20]	35	
Figure 2-16 : Section droite	Figure 2-17 : Profondeur critique.....	36
Figure 2-18 : Représentation du frottement latéral	37	
Figure 2-19 : Pression limite équivalente pour $2R > 1m$	40	
Figure 2-20 : Valeurs du frottement latéral unitaire.....	42	
Figure 2-21 : Résistance de pointe R_{p1} et R_{p2}	44	
Figure 2-22: Pieux battus droits et inclinés.....	46	
Figure 2-23: Évaluation du frottement négatif sur un pieu isolé [10].....	46	

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1-1 : Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi (Conditions non drainées et drainées) [23]	13
Tableau 1-2 : Coefficients de forme. Projet d'Eurocode 7-1 (1994) [4,5].....	14
Tableau 1-3 : Ordre de grandeur des valeurs des coefficients réducteurs sur N_{cq} (argiles) et $N_{\gamma q}$ (sables) (D'après Meyerhof) [18]	15
Tableau 1-4 : Définition des catégories conventionnelles des sols (fascicule 62-V, 1993) [8]	20
Tableau 1-5 : Facteur de portance pressiométrique (fascicule 62-V, 1993) [8].....	21
Tableau 2-1 : Valeurs de α d'après Caquot Kérisel [6]	38
Tableau 2-2 : Valeurs de β d'après Caquot Kérisel [6]	38
Tableau 2-3 : Valeurs du coefficient de portance k_p	39
Tableau 2-4 : Classification des sols	40
Tableau 2-5 : Détermination des abaques	41
Tableau 2-6 : Valeurs du coefficient K	44
Tableau 2-7: Valeurs du terme $k \tan \delta$ pour l'évaluation du frottement négatif [7]	48

1 Fondations superficielles

1.1 Généralités

On désigne par fondation la partie enterrée d'un ouvrage, conçu pour transmettre au sol les charges provenant de la superstructure. Lorsque les caractéristiques mécaniques du sol sont convenables au voisinage de la surface, les fondations sont exécutées avec un encastrement minimum. (*Figure 1-1*).

Cette profondeur minimum est toutefois indispensable pour mettre la fondation à l'abri du gel, dans ce cas, on réalise des fondations superficielles dont l'encastrement $D < 4$ ou 5 fois la largeur.

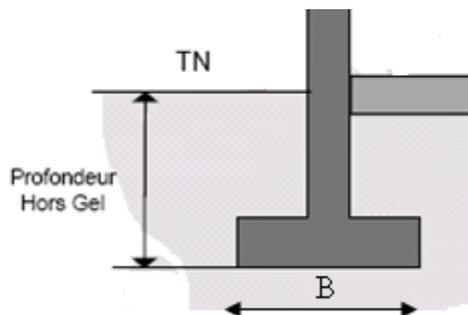


Figure 1-1 : Technologie de construction

1.2 Types de fondations superficielles

La figure 1-2 présente les différents types de fondations superficielles, on distingue :

Les semelles filantes, généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L ($L / B > 10$) ;

Les semelles isolées, dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ($B / L = 1$) et les semelles circulaires (de diamètre B) ;

Les radiers ou dallages, de dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut 3 les radiers généraux.

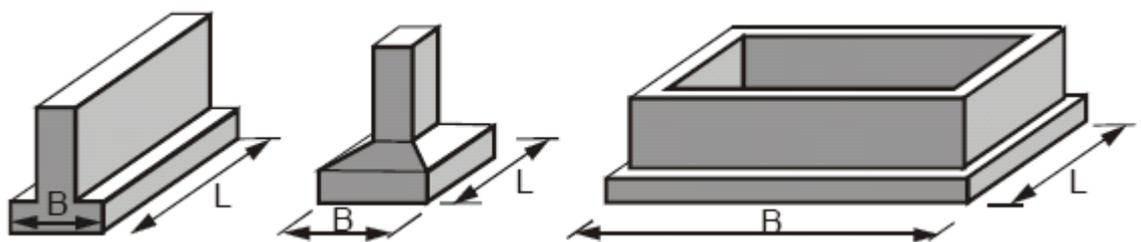


Figure 1-2 : Types de fondations superficielles

1.3 Problèmes posés par un projet de fondation superficielle

1.3.1 Méthode de calcul

Un projet de fondation nécessite en premier lieu un calcul de mécanique des sols qui consiste à un :

a) Calcul à la rupture concernant le massif du sol sous la fondation qui utilise la théorie de la plasticité parfaite en introduisant un coefficient de sécurité $F=3$.

On notera qu'il y a lieu de se préoccuper du comportement à court terme et à long terme.

b) Calcul des tassements sous les fondations.

1.3.2 Problèmes généraux liés à l'étude d'un projet de fondation

Il est impératif de connaître des renseignements très précis sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches constituant les terrains de fondation, pour cela des sondages en nombres suffisants et à différentes profondeurs doivent être exécutés.

1.3.3 Autres problèmes

a) *Effet du gel* : il faut encasturer la fondation à une profondeur convenable, afin de la protéger contre l'effet du gel.

b) *Fondation sur terrain en pente* : il faut vérifier en premier lieu que les charges n'entraînent pas de mouvement de l'ensemble du terrain.

c) *Bâtiments mitoyens* : si on envisage de réaliser des fondations à un niveau plus bas que celui des fondations des anciens bâtiments il faut utiliser soit :

- la technique de reprise en sous-œuvre.

1 - Les fondations d'un bâtiment en construction doivent descendre au niveau de celles du bâtiment voisin existant. (1)

2- Les fondations du bâtiment voisin doivent être descendues au niveau du bâtiment en construction. On parle alors de reprise en sous-œuvre (2).

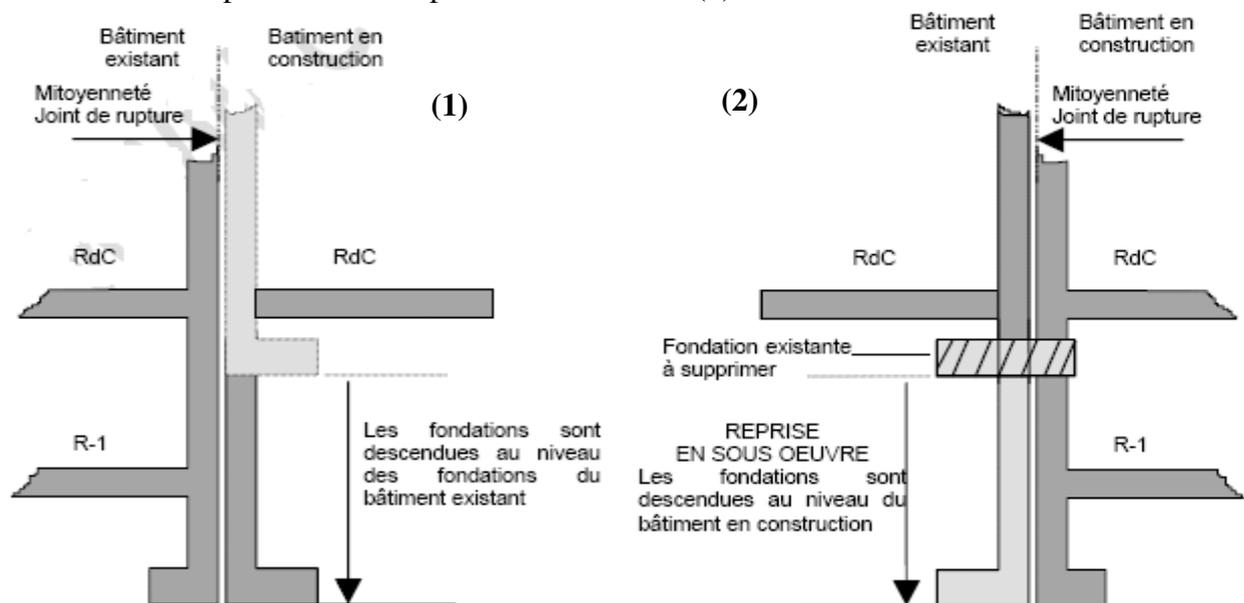


Figure 1-3: *Reprise en sous œuvres des fondations superficielles* [25]

- les parois moulées :

La paroi moulée est un écran vertical en béton armé ou non, coulé directement dans une tranchée profonde sans drainage ni coffrage. Les dimensions de cet écran peuvent avoir les grandeurs suivantes :

- Épaisseur : de 0,5 à 1,5 m.
- Profondeur : de 10 à 20 m, jusqu'à 90 m.
- Largeur : de 3 à 5 m.

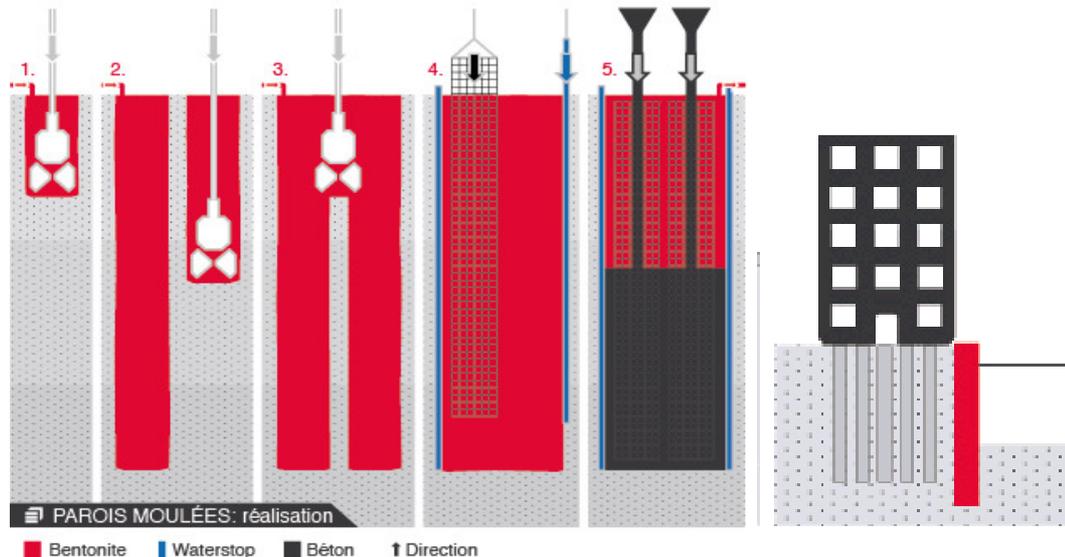


Figure 1-4 : Réalisation des parois moulées et exemple d'application [27]

1.4 Comportement d'une fondation superficielle [1, 2, 3 et 10]

1.4.1 Courbe typique obtenue lors d'un chargement d'une fondation superficielle

Les notions de capacité portante et de tassement sont clairement illustrées par la figure ci-dessous (*Figure 1-5*) qui représente une courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle. La largeur de la fondation est notée « B » et la profondeur où est située sa base est « D ». Appliquons une charge monotone croissante, d'une manière quasi statique, à une fondation posée à une profondeur « D » donnée et relevons les tassements « s » obtenus en fonction de la charge appliquée « Q ».

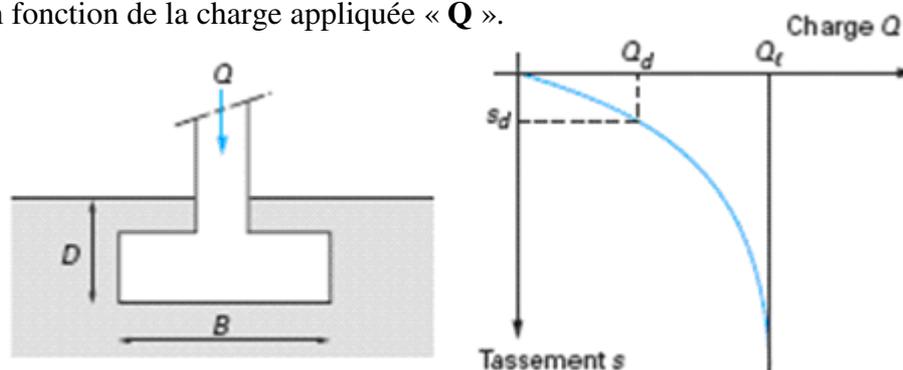


Figure 1-5 : Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle [10]

Au début du chargement, le comportement est sensiblement linéaire, c'est-à-dire que le tassement croît proportionnellement à la charge « Q » appliquée. Puis le tassement n'est plus proportionnel (on peut dire qu'il y a création et propagation de zones de sol plastifiées sous la fondation). À partir d'une certaine charge « Q_L », il y a poinçonnement du sol ou tout du moins un tassement qui n'est plus contrôlé. Le sol n'est pas capable de supporter une charge supérieure (on peut dire que l'on a atteint l'écoulement plastique libre).

Cette charge « Q_L » est la **capacité portante** de la fondation (on parle aussi souvent de charge limite, de charge de rupture ou encore de charge ultime).

1.4.2 Comportement à la rupture

Lors du chargement d'une fondation superficielle le sol se comporte comme le montre la *figure 1-6*:

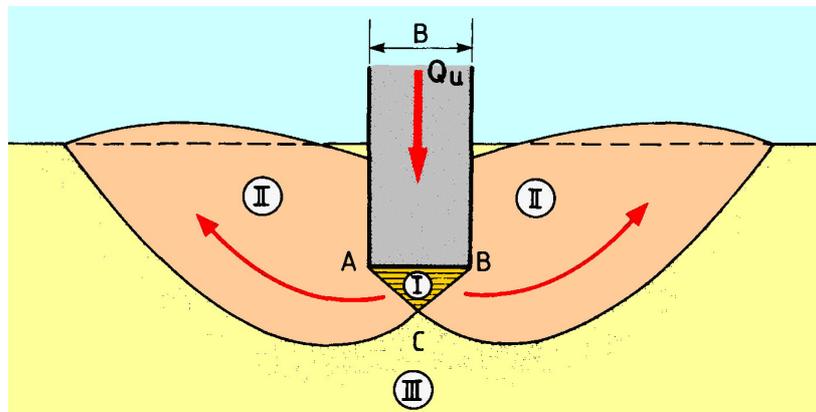


Figure 1-6 : Schéma de rupture d'une fondation superficielle [10]

On définit :

- **Zone I** : Il se forme sous la base de la semelle un poinçon rigide qui s'enfonce dans le sol en le refoulant de part et d'autre jusqu'à la surface.
- **Zone II** : Le sol de ces parties est complètement plastifié et il est refoulé vers la surface. Déplacements et cisaillement importants → rupture généralisée.
- **Zone III** : Les zones externes ne sont soumises qu'à des contraintes beaucoup plus faibles qui ne le mettent pas en rupture.

1.5 Calcul de la capacité portante

Il existe deux approches pour déterminer la capacité portante d'une fondation superficielle : les méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion « C » et de l'angle de frottement « ϕ » (méthodes de la théorie de plasticité) et les méthodes à partir des résultats des essais in situ, c'est-à-dire à partir de la **pression limite** « p_l » du pressiomètre Ménard ou à partir de la **résistance de pointe** « q_c » du pénétromètre statique SPT.

1.5.1 Application de la théorie de la plasticité

1.5.1.1 Hypothèses de calcul

- Le sol est un matériau rigide plastique de caractéristiques γ , C et φ ;
- Semelle filante horizontale, parfaitement lisse ;
- Charge verticale centrée « Q » (par mètre linéaire) ;
- La contrainte limite « σ_L » obtenue est la contrainte moyenne uniformément répartie sous la semelle.

1.5.2 Capacité portante d'une semelle filante soumise à une charge verticale centrée reposant sur un massif semi infini et homogène horizontale

1.5.2.1 Principe de superposition de Terzaghi [23]

Considérons la *figure 1-7* qui est le schéma de rupture d'une fondation superficielle :

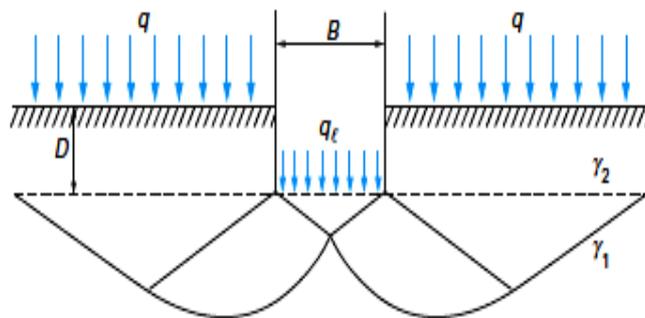


Figure 1-7: Schéma de rupture d'une fondation superficielle [10]

Le principe de superposition consiste à superposer trois états (*Figure 1-8*):

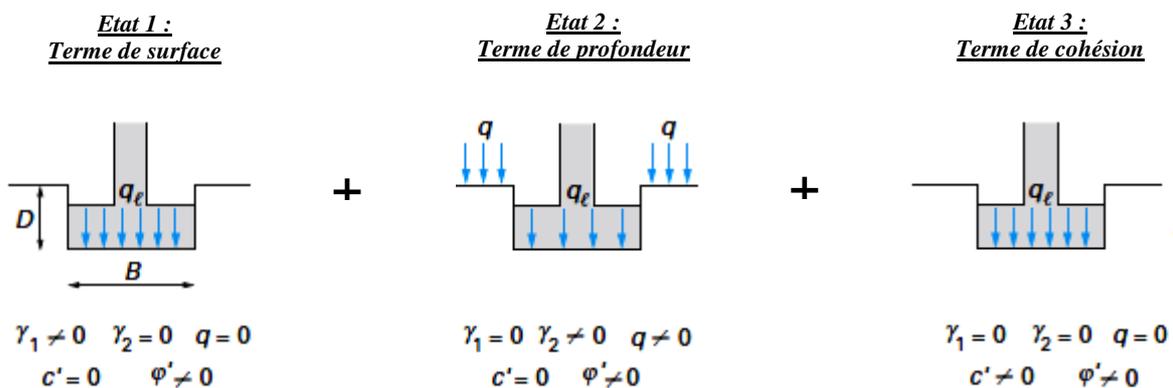


Figure 1-8 : Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi (méthode « $c-\varphi$ ») [10]

- Etat 1 : Résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle → entraîne une résistance « Q_γ »
- Etat 2 : Action des terres situées au-dessus du niveau des fondations et supposées agir comme une surcharge → entraîne une résistance « Q_p »
- Etat 3 : Action de la cohésion → entraîne une résistance « Q_c »

Dans le cas d'une semelle filante, la contrainte de rupture sous charge verticale centrée est obtenue par la relation générale suivante :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma(\varphi) + (q + \gamma_2 D) \cdot N_q(\varphi) + C \cdot N_c(\varphi) \quad (1-1)$$

Avec :

q_l : contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface),

γ_1 : poids volumique du sol sous la base de la fondation,

γ_2 : poids volumique du sol latéralement à la fondation,

q : surcharge verticale latérale à la fondation,

c : cohésion du sol sous la base de la fondation,

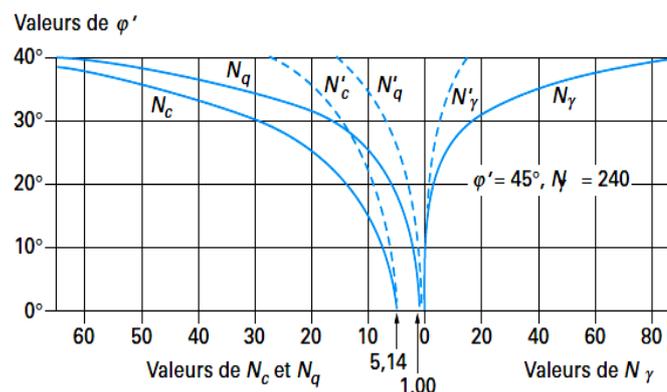
$N_\gamma(\varphi)$, $N_c(\varphi)$ et $N_q(\varphi)$: facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne « φ » du sol sous la base de la fondation (**Voir théorie en Annexe I**).

- Le premier terme ($1/2 \gamma_1 B N_\gamma(\varphi)$) est le « **terme de surface** » (ou de pesanteur). C'est la charge limite pour un massif pesant et frottant uniquement (
- Le deuxième terme ($C N_c(\varphi)$) est « **le terme de cohésion** ». C'est la charge limite pour un sol frottant et cohérent, mais non pesant
- Le troisième terme $(q + \gamma_2 D) N_q(\varphi)$ est le « **terme de surcharge** » ou de profondeur. C'est la charge limite pour un sol uniquement frottant et chargé latéralement (« γ_2 » est le poids volumique du sol au dessus du niveau de la base).

Pour les valeurs des facteurs de portance sans dimension $N_c(\varphi)$ et $N_q(\varphi)$, on utilise la solution classique de Prandtl (solution exacte) :

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \cos \varphi' \quad (1-2)$$

Ces valeurs sont données sur la **Figure 1-9** et dans le **tableau 1 (Annexe I)**.



Pour les semelles filantes sur sols mous ou lâches, Terzaghi et Peck recommandent d'utiliser $\frac{2}{3} c'$ et $\frac{2}{3} \varphi'$ en lieu et place de c' et φ' , pour tenir compte de la rupture localisée et non généralisée. Les valeurs des courbes en tirets (N_c' , N_q' , et N_γ') correspondent à $\frac{2}{3} \varphi'$.

Figure 1-9: Valeurs de $N_c(\varphi')$, $N_\gamma(\varphi')$ et $N_q(\varphi')$ recommandées par Terzaghi et Peck [24]

1.5.2.2 Rupture à court terme et à long terme

Le comportement d'un sol fin saturé diffère suivant que les excès de pression interstitielle (surpression) provoquée par l'application des charges ont eu ou non le temps de se dissiper. Il y a donc lieu de se préoccuper du calcul à court terme et à long terme [19].

-Le calcul à court terme fait intervenir les contraintes totales et les caractéristiques non drainées du sol ($C = C_U$ et $\phi = \phi_v$)

-Le calcul à long terme fait intervenir les contraintes effectives et les caractéristiques drainées du sol ($C = C'$ et $\phi = \phi'$)

A court terme

$$q_l = \gamma_{sat} \cdot D + (\pi + 2) \cdot C_U \quad (1-3)$$

Puisque $N_\gamma = 0$ et $N_q = 1$ pour $\phi = 0$

A long terme

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma(\phi') + \gamma' D N_q(\phi') + C' N_c(\phi') \quad (1-4)$$

Remarque : Le dimensionnement à court terme est généralement plus défavorable que celui à long terme.

1.5.3 Calcul de la capacité portante pour des cas particuliers

1.5.3.1 Influence de la forme de la fondation avec une charge verticale et centrée

La relation (1) est modifiée par l'introduction des coefficients multiplicatifs S_γ , S_c et S_q pour tenir compte de la forme de la fondation. Les valeurs de ces coefficients multiplicateurs sont données dans les *tableaux 1-1* et *1-2*:

$$q_l = \frac{1}{2} S_\gamma \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma(\phi) + S_q (q + \gamma_2 D) \cdot N_q(\phi) + S_c C \cdot N_c(\phi) \quad (1-5)$$

Tableau 1-1 : Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi. (Conditions non drainées et drainées)
[23]

Fondation	Rectangulaires ou carrées ($\frac{B}{L} = 1$)	Circulaires
$S_\gamma(1)$	$1 - 0,2 \frac{B}{L}$	0,8
S_c	$1 + 0,2 \frac{B}{L}$	1,2
S_q	1	1
(1) Conditions drainées, seulement		

Tableau 1-2 : Coefficients de forme. Projet d'Eurocode 7-1 (1994) [4,5]

Fondations	Conditions non drainées		Conditions drainées	
	Rectangulaires	Carrées ou circulaires ($B/L = 1$)	Rectangulaires	Carrées ou circulaires ($B/L = 1$)
S_γ			$1 - 0,3 \frac{B}{L}$	0,7
S_c	$1 + 0,2 \frac{B}{L}$	1,2	$\frac{(1 + \frac{B}{L} \sin \varphi') N_q - 1}{N_q - 1}$	$\frac{(1 + \sin \varphi') N_q - 1}{N_q - 1}$
S_q	1	1	$1 + \frac{B}{L} \sin \varphi'$	$1 + \sin \varphi'$

1.5.3.2 Influence de l'inclinaison de la charge

Lorsque la charge appliquée à la fondation est inclinée par rapport à la verticale, il y a lieu d'appliquer la relation suivante :

$$q_l = \frac{1}{2} i_\gamma S_\gamma \gamma_1 . B . N_\gamma(\varphi) + i_q S_q (q + \gamma_2 D) . N_q(\varphi) + i_c S_c C . N_c(\varphi) \quad (1-6)$$

Avec: i_γ, i_c et i_q : Coefficients minorateurs (inférieurs à 1).

Dans le cas d'une inclinaison créée par une charge horizontale parallèle à **B** (**Figure 1-10**), d'angle « δ » par rapport à la verticale, le DTU 13.12 [9] propose les relations suivantes pour les coefficients i_γ, i_c et i_q dues à Meyerhof:

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi'}\right)^2 \quad (1-7)$$

$$i_q = i_c = \left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right)^2 \quad (1-8)$$

Dans le cas d'un sol purement cohérent (argile) et dans le cas d'un sol purement frottant (sable), Meyerhof a également donné des solutions pour les fondations filantes sous la forme de facteurs de portance N_{cq} (combinaisons de N_c et N_q) et $N_{\gamma q}$ (combinaisons de N_γ et N_q), dépendant de l'angle de frottement φ , de l'inclinaison δ et de l'encastrement D/B (**Figure 1-11**). Ces solutions peuvent être résumées par les coefficients de réduction du **Tableau 1-3**.

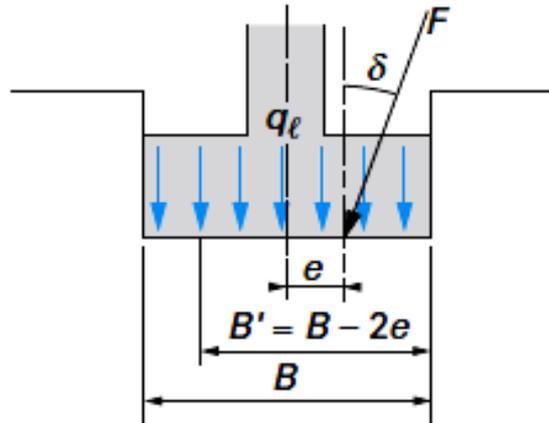


Figure 1-10 : Inclinaison et excentrement d'une charge dans la direction parallèle à B [10]

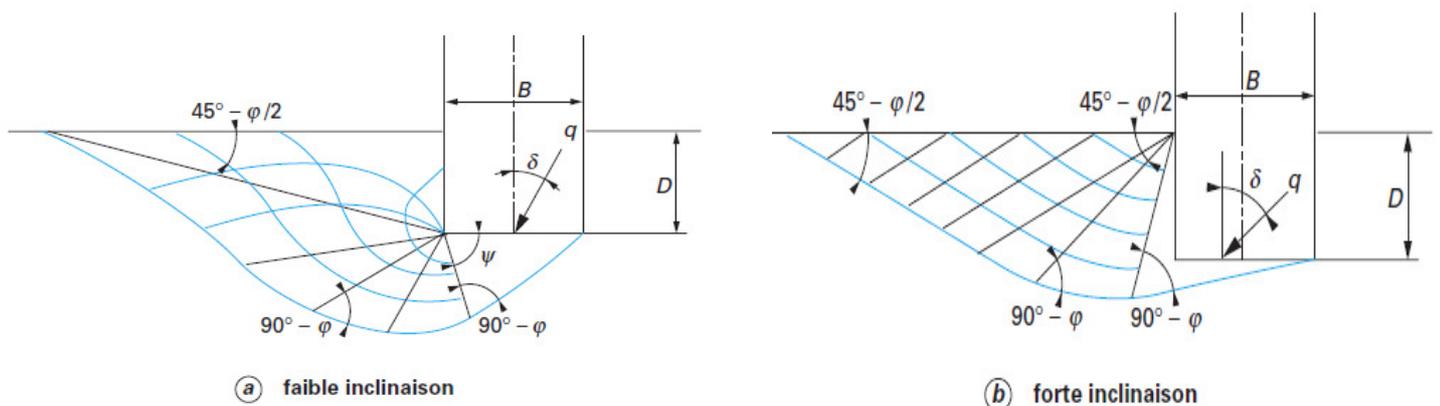


Figure 1-11 : Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge inclinée [10]

Tableau 1-3 : Ordre de grandeur des valeurs des coefficients réducteurs sur N_{cq} (argiles) et $N_{\gamma q}$ (sables) (D'après Meyerhof) [18]

Sol	D / B	Inclinaison de la charge δ						
		0°	10°	20°	30°	45°	60°	90°
Argiles $N_{xq}(\delta) / N_{xq}(0)$	0 à 1	1,0	0,8	0,6	0,4	0,25	0,15	0
Sables $N_{\gamma q}(\delta) / N_{\gamma q}(0)$	0 1	1,0 1,0	0,5 0,6	0,2 0,4	0,25	0 pour $\delta = \varphi$ 0,15	0,05	0

1.5.3.3 Influence de l'excentrement e d'une charge verticale

Dans le cas d'une charge d'excentrement « e » parallèle à « B », on applique la méthode de Meyerhof qui consiste à remplacer, dans tout ce qui précède, la largeur « B » par la largeur réduite ou effective (Figures 1-10 et 1-12) :

$$B' = B - 2e \quad (1-9)$$

ce qui revient à avoir une fondation centrée sous la charge. Dans le cas d'un excentrement « e' » parallèle à la dimension « L », on procède de même pour cette dimension :

$$L' = L - 2e' \quad (1-10)$$

La capacité portante totale est alors obtenue par :

$$Q_l = q_l B' L' \quad \rightarrow \text{pour une fondation rectangulaire ou carrée} \quad (1-11)$$

$$Q_l = q_l \pi B' B/4 \quad \rightarrow \text{pour une fondation circulaire} \quad (1-12)$$

Avec :

q_l contrainte de rupture définie ci-dessus, incluant tous les coefficients correctifs éventuels,
 B' largeur ou diamètre réduit (ou effectif) dans le cas de l'excentrement,
 L' longueur réduite (ou effective) dans le cas de l'excentrement.

Ou encor calculer la charge limite par la formule suivante :

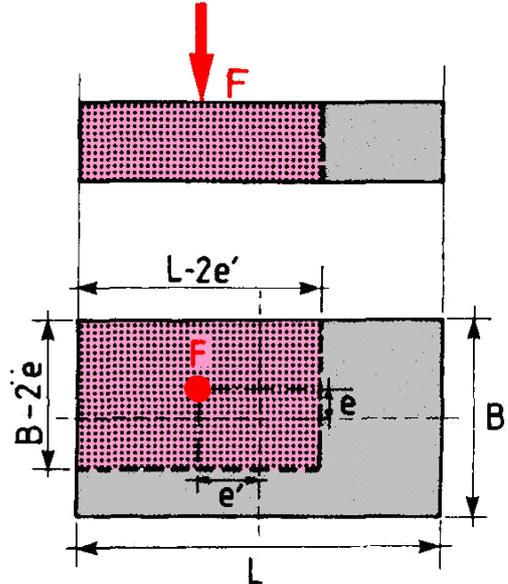


Figure 1-12: Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge excentrée[18]

$$q_l = (1 - 2e^*)^2 \gamma \frac{1}{2} BN_\gamma(\varphi) + (1 - 2e^*)(\gamma DN_q(\varphi) + CN_c(\varphi)) \quad (1-13)$$

$$e^* = \frac{e}{B} \quad \text{Excentricité relative}$$

1.5.3.4 Semelles fondées sur une bicouche

La *figure 1-13* représente une semelle fondée sur un bicouche.

Le cas qui pose un problème est celui où la couche inférieure a des caractéristiques mécaniques inférieures à celles de la couche supérieure. Il est recommandé de procéder comme suit :

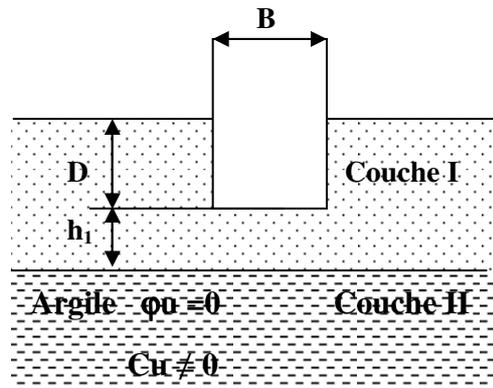


Figure 1-13 : Semelle fondée sur un bicouche

- Cas 1 : si $h_1 / B < 1,5$:

La semelle poinçonne la couche I et l'ensemble de bicouche se comporte comme un milieu

purement cohérent, mais dont la cohésion est légèrement améliorée :

$$q_l = \gamma_1 \cdot D + \frac{(\pi + 2)C_U}{1 - 0,3 \frac{h_1}{B}} \quad (1-14)$$

• Cas 2 : si $h_1/B > 3,5$:

L'influence de la couche II est négligeable.

• Cas : si $1,5 < h_1/B < 3,5$:

Le cas est plus complexe, on passe progressivement du cas (1) au cas (2). En pratique, on pourra utiliser la méthode de la semelle fictive avec une répartition de 2/1 [12]. Il faudra vérifier que la stabilité au poinçonnement de la couche II est assurée lorsque celle-ci supporte directement une semelle de largeur « B' » appliquant une contrainte :

$$q' = q B/B' + \gamma_1 h_1$$

avec : $B' = B + h_1$

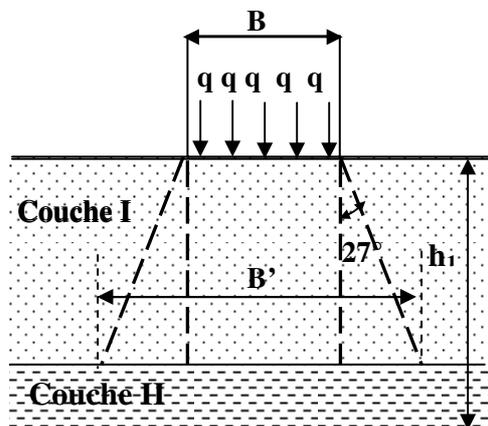


Figure 1-14 : Diffusion approchée dans contraintes d'une semelle fondée sur un bicouche

1.6 Détermination de la capacité portante à l'aide des essais in situ

Les essais in situ sont très utilisés pour déterminer la capacité portante des fondations superficielle, car ils intègrent mieux les hétérogénéités du sol, ils sont moins coûteux que les essais au laboratoire.

1.6.1.1 Calcul de la capacité portante par les méthodes pressiométrique et pénétrométrique [8,14, 15, 16 et 17]

Les détails des essais sont donnés en annexes II et III.

Il faut d'abord donner quelques définitions de base avant d'entamer le calcul de la capacité portante.

1.6.1.2 Hauteur d'encastrement équivalente « De »

Elle est définie à partir des résultats des essais de sols en place : pressiomètre ou pénétromètre. On considère la courbe représentant la variation de la pression limite ou de la résistance de pointe en fonction de la profondeur z (Figure 1-15) :

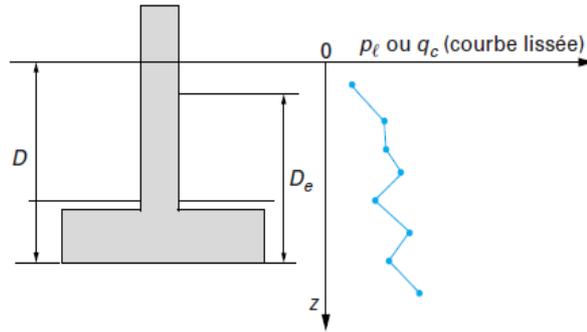


Figure 1-15 : Définition de l'encastrement équivalent d'une fondation superficielle [8]

soit, dans le cas du **pressiomètre**, la pression limite nette :

$$P_l^* = P_l - P_0 \quad (1-15)$$

avec p_l : pression limite mesurée,

p_0 : contrainte totale horizontale au même niveau dans le sol avant essai ;

la hauteur d'encastrement équivalente « D_e » est définie par :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D P_l^*(Z).dZ \quad (1-16)$$

P_{le}^* étant la pression limite nette

Dans le cas du pénétromètre

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_0^D q_c(Z).dZ \quad (1-17)$$

avec q_c la résistance de pointe (ou résistance de cône) mesurée

1.6.1.3 Pression limite nette équivalente « p_{le}^* » au pressiomètre Ménard et résistance de pointe [14, 15, 16 et 17]

- Pression limite

Dans le cas d'une couche porteuse homogène, d'épaisseur au moins égale à $1,5 B$ au-dessous de la base de la fondation (c'est-à-dire que le sol est de nature unique et les pressions limites p_l sont dans un rapport de 1 à 2, au plus, dans la couche), on établit un profil linéaire de la **pression limite nette** $p_l^* = p_l - p_0$ et l'on prend pour pression limite nette équivalente p_{le}^* la valeur à la profondeur $D + 2/3 B$, comme indiqué sur la **Figure 1-16**.

$$P_{le}^* = P_l^* \left(D + \frac{2}{3} B \right) \quad (1-18)$$

Dans le cas de sols de fondation non homogènes, ayant toutefois des valeurs de pression limite du même ordre de grandeur jusqu'à au moins « $1,5B$ » au-dessous de la base de la fondation, on retient « p_{le}^* » pour la moyenne géométrique :

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{P_{l1}^* . P_{l2}^* \dots \dots \dots P_{ln}^*} \quad (1-19)$$

P_{l1}^* , P_{l2}^* ,... et P_{ln}^* étant les valeurs de la pression limite nette équivalente dans les couches situées de D à $D + 1,5 B$, après avoir écarté, si besoin est, des valeurs singulières.

- Résistance de pointe équivalente.

La résistance de pointe moyenne peut être définie à partir d'une courbe lissée ou écrêtée à « $1,3 \cdot q_{cm}$ » avec :

$$\begin{aligned} a &= B/2 & \text{si} & & B > 1\text{m} \\ a &= 0,5\text{ m} & \text{si} & & B < 1\text{m} \end{aligned}$$

$b = \min(a, h)$ où h est la hauteur de la fondation dans la couche porteuse

$$q_{ce} = \frac{1}{3 \cdot a + b} \int_{D-b}^{D+3 \cdot a} q_c(Z) \cdot dZ \quad (1-20)$$

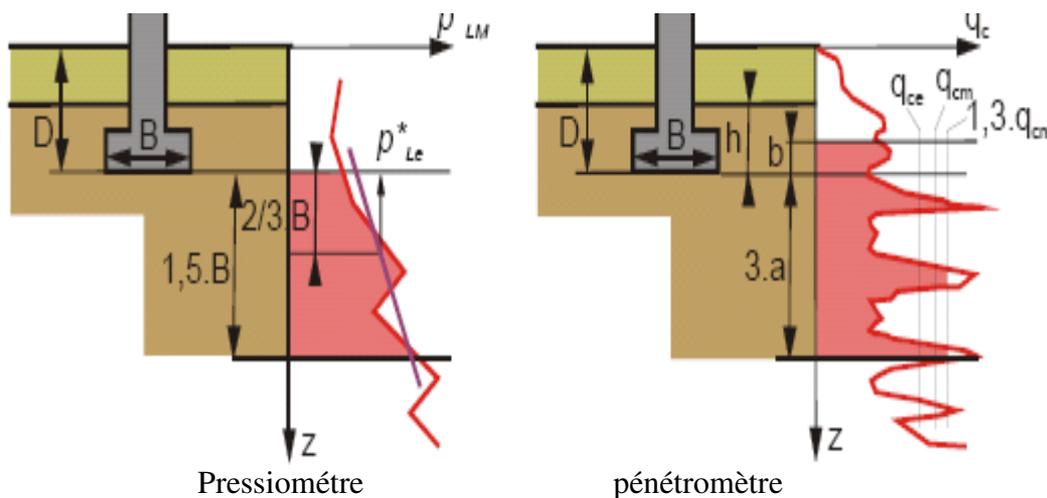


Figure 1-16 : Définition de la pression limite nette équivalente p_{le}^* et de la résistance de pointe équivalente [21]

1.6.1.4 Profondeur critique

L'expérience montre que, dans un sol homogène, la capacité portante sous la base de la fondation « Q_l » augmente avec la profondeur « D », jusqu'à une profondeur dite profondeur critique D_c au-delà de laquelle elle reste constante (**Figure 1.17**). Cette profondeur critique varie, en principe, avec :

- le type de sol ;
- la résistance du sol ;
- le diamètre du pieu.

En fonction du rapport D_e / B entre la hauteur d'encastrement équivalente et la largeur de la fondation, on pourra admettre les limites suivantes proposées par le fascicule 62-V (1993) [8] :

- $D_e / B < 1,5$: il s'agit de **fondations superficielles** : les méthodes de calcul développées ci-après s'appliquent pleinement.
- $D_e / B > 5$: il s'agit de **fondations profondes** dont la base est située au-delà de la profondeur critique : elles doivent être traitées par les méthodes propres à ce type de fondation.
- $1,5 < D_e / B < 5$: il s'agit de **fondations semi-profondes ou sous critiques**. Les méthodes de calcul des fondations superficielles ou profondes s'appliquent, moyennant des adaptations.

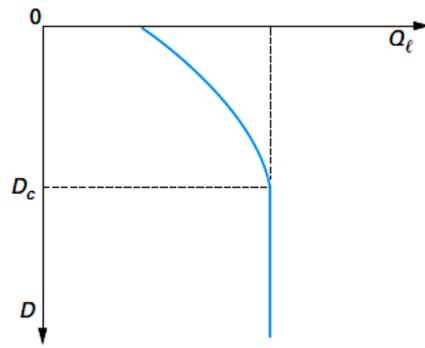


Figure 1-17 : Variation de la capacité portante « Q_l » en fonction de la profondeur D dans un sol homogène

1.6.1.5 Calcul de la capacité portante

1.6.1.5.1 Classification des sols :

Pour le calcul de la portance à partir du pressiomètre Ménard on distingue les catégories de sols suivantes (**Tableau 1-4**) :

Tableau 1-4 : Définition des catégories conventionnelles des sols (fascicule 62-V, 1993) [8].

Classe de sol		Pressiomètre P_1 (MPa)	Pénétromètre q_c (MPa)
Argile, limon	A- Argiles et limons.....	< 0,7	< 3,0
	B- Argiles et limons fermes.....	1,2 à 2,0	3,0 à 6,0
	C- Argiles très ferme à dures.....	>2,5	>6,0
Sables, graves	A- Lâches.....	< 0,5	< 5,0
	B- Moyennement compacts.....	1,0 à 2,0	8,0 à 16,0
	C- Compacts	>2,5	>20,0
Craies	A- Molles.....	< 0,7	< 3,0
	B- Altérées.....	1,0 à 2,5	3,0 à 6,0
	C- Compactes.....	>23,0	>6,0
marnes	A- Tendres.....	1,5 à 4,0	
	B- Compacts.....	>4,5	
Roches (1)	A- Altérées.....	2,5 à 4,0	
	B- Fragmentées.....	>4,5	

(1) L'appellation de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires, schisteux ou d'origine granitique. S'il est difficile parfois de fixer des limites précises avec les sols meubles qui constituent leur phase finale d'évolution, on réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présentent des modules pressiométriques supérieurs à 50 à 80 MPa.

1.6.1.5.2 Charge verticale centrée

La contrainte de rupture (capacité portante unitaire) sous charge verticale centrée est donnée par la formule :

$$q_l = q_0 + K_p \cdot P_{le}^* \quad (1-21)$$

avec q_l contrainte de rupture,
 q_0 contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation (après travaux),
 P_{le}^* pression limite nette équivalente, K_p facteur de portance pressiométrique.

La méthode pressiométrique est une approche en contraintes totales. Si la base de la fondation est immergée, il n'y a donc pas lieu de tenir compte de la poussée d'Archimède dans les actions dues à l'eau, en d'autres termes, on ne déjauge pas la fondation.

Pour les fondations superficielles et pour les fondations semi profondes dont les méthodes d'exécution sont similaires à celles des fondations superficielles, les valeurs du facteur de portance « kp » sont données par le *tableau 1-5* et par les *figures 1-18* et *1-19* :

Tableau 1-5 : Facteur de portance pressiométrique (fascicule 62-V, 1993) [8].

Type de sol	Expression de Kp	K _{pmax} (semelle carrée)	K _{pmax} (semelle filante)
Argiles et limons A, craies A.....	$0,8 \left[1 + 0,25 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1,30	1,10
Argiles et limons B.....	$0,8 \left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1,50	1,22
Argiles C.....	$0,8 \left[1 + 0,5 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1,80	1,40
Sables A.....	$\left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1,88	1,53
Sables et graves B.....	$\left[1 + 0,5 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	2,25	1,75
Sables et graves C.....	$\left[1 + 0,8 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	3,00	2,20
Craies B et C.....	$1,3 \left[1 + 0,27 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	2,18	1,83
Marnes, marno-calcaires, roches altérées.....	$\left[1 + 0,27 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1,68	1,41

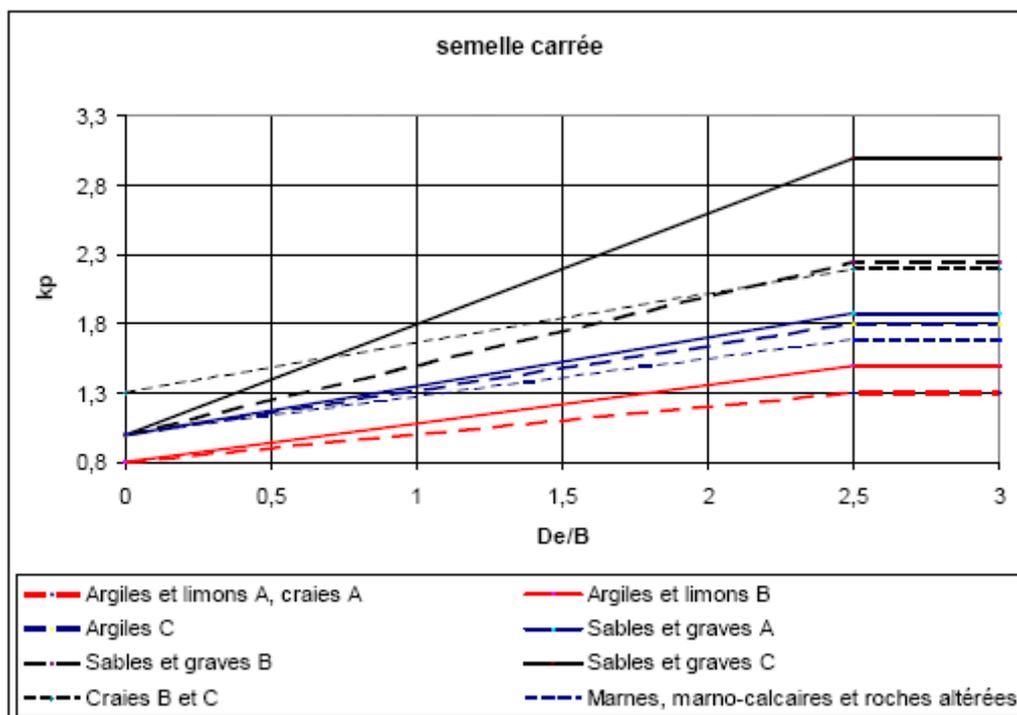


Figure 1-18 : Facteur de portance pressiométrique pour les semelles carrées et circulaire

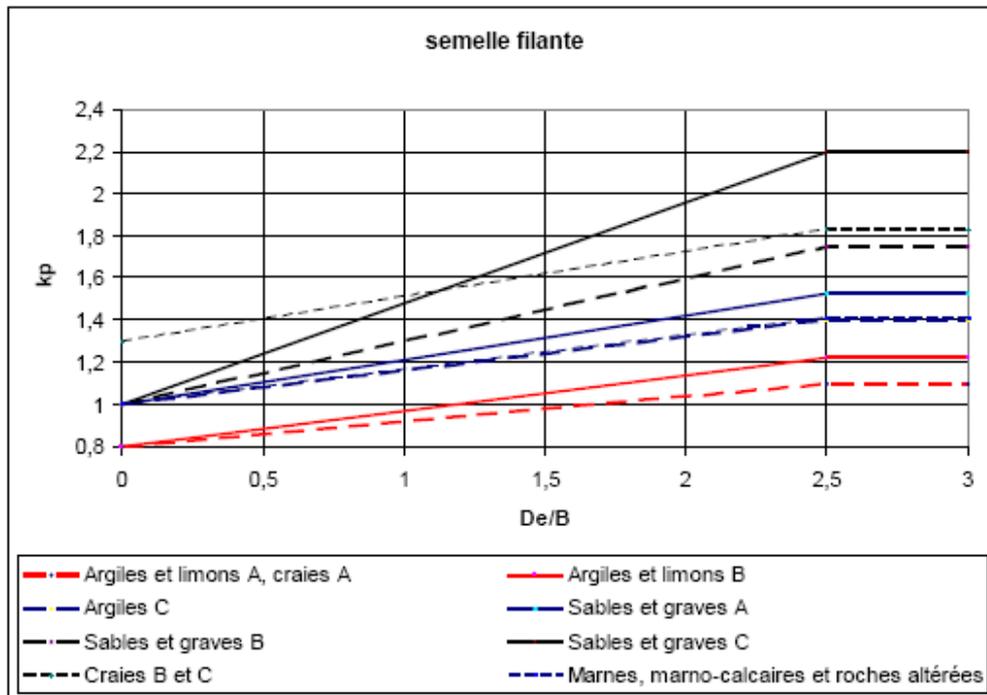


Figure 1-19 : Facteur de portance pressiométrique pour les semelles filantes.

1.6.1.5.3 Influence de l'inclinaison de la charge et de la proximité d'un talus :

La relation 18 est remplacée par la relation suivante :

$$q_l = q_0 + i_{\delta\beta} k_p P_{le}^* \quad (1-22)$$

Le fascicule 62-V (1993) [8], propose des coefficients minorateurs qui diffèrent selon l'inclinaison de la charge et la présence ou non d'un talus.

1.6.1.5.3.1 Charge centrée inclinée sur sol horizontal

Dans le cas d'une charge centrée inclinée de « δ » par rapport à la verticale (voir *Figure 1-21*), on applique pour les sols cohérents (argiles, limons, marnes) et pour les craies, les marno-calcaires et les roches altérées :

$$i_{\delta\beta} = \phi_1(\delta) \quad (1-23)$$

et pour les sols pulvérulents (sables et graves) :

$$i_{\delta\beta} = \phi_2(\delta) \quad (1-24)$$

Les catégories de sol sont définies dans le *tableau 1-6* et les fonctions $\phi_1(\delta)$ et $\phi_2(\delta)$ sont représentées sur la *Figure 1-20*.

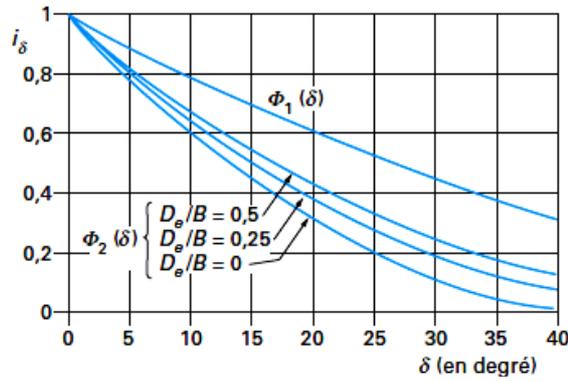


Figure 1-20 : Coefficient minorateur pour une charge inclinée sur sol horizontal (fascicule 62-V, 1993) [10]

- pour les sols cohérents, la fonction « $\Phi_1(\delta)$ » est la même que pour « i_c » dans la méthode « $C-\phi$ » (voir relation (6)).
- Pour les sols pulvérulents, la réduction est fonction de l'encastrement équivalent relatif « D_e/B ».

1.6.1.5.3.2 Charge verticale centrée à proximité d'un talus

Pour une fondation sous charge verticale centrée à proximité de la crête d'un talus (Figure 1-19), on applique :

$$i_{\delta\beta} = \psi(\beta, d/B) \quad (1-25)$$

Les valeurs de la fonction $\psi(\beta, d/B)$, pour un encastrement nul sont représentées sur la figure 1-22.

« β » est l'angle de la pente du talus par rapport à l'horizontale et « d » est la distance au talus de la base de la fondation (Figure 1-21).

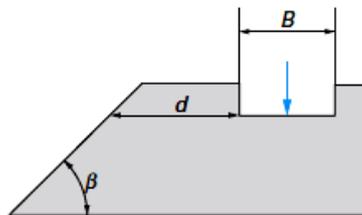


Figure 1-21 : Fondation en crête de talus. Notations (fascicule 62-V,1993) [8]

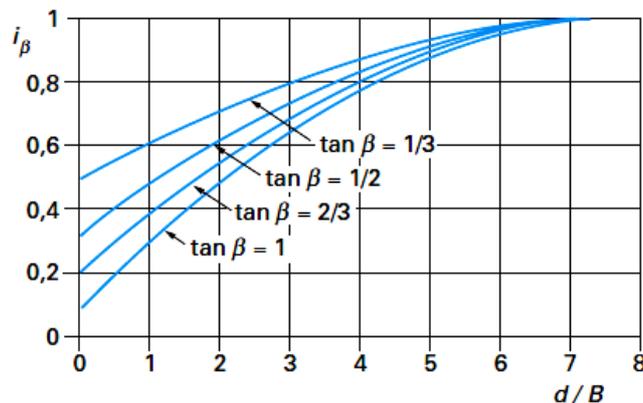


Figure 1-22 : Coefficient minorateur pour une charge verticale centrée à proximité de la crête de talus, dans le cas d'un encastrement nul (fascicule 62-V, 1993) [8]

Dans le cas d'un encastrement non nul, on remplace dans un premier temps « β » par l'angle « β' » qui donnerait, pour un encastrement nul, le même coefficient réducteur qu'une charge inclinée. « β' » est représenté graphiquement sur la **Figure 1-23**. Puis on prend, pour la valeur réelle de l'encastrement « d/B », la réduction pour une charge inclinée de « β' » en sol pulvérulent (**Figure 1-20**) :

$$i_{\delta\beta} = \phi_2(\beta') \quad (1-26)$$

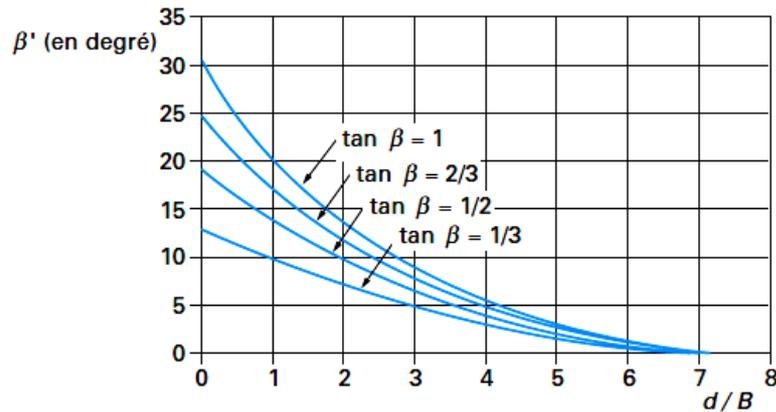


Figure 1-23 : Angle β' pour le calcul du coefficient minorateur dans le cas d'une fondation encastree et situee pres de la crete de talus (fascicule 62-V, 1993) [8]

1.6.1.5.3.3 Charge centree inclinee a proximite d'un talus

Dans le cas ou l'inclinaison est dans le plan de plus grande pente (**Figure 1-24**), on peut utiliser la methode suivante :

- si l'inclinaison est dirigee vers le talus :

$$i_{\delta\beta} = \phi_2(\delta + \beta') \quad (1-27)$$

- si l'inclinaison est dirigee vers l'interieur du talus : 1-

$$i_{\delta\beta} = \inf \{ \phi_1(\delta) \text{ ou } \phi_2(\delta); \phi_2(|\beta' - \delta|) \} \quad (1-28)$$

Ou : ϕ est la reduction pour une charge inclinee (**Figure 1-24**).

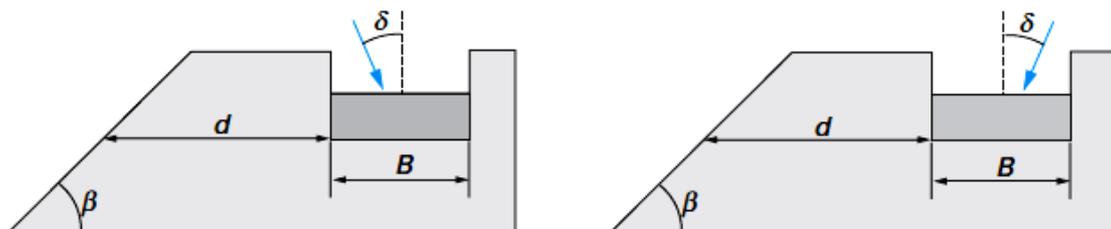


Figure 1-24 : Charge inclinee dirigee vers l'exterieur ou l'interieur d'un talus (fascicule 62-V, 1993) [8]

1.6.1.5.3.4 Influence de l'excentrement

L'influence de l'excentrement de la charge est prise en compte par l'intermédiaire de la contrainte de référence « $q_{réf}$ » appliquée par la semelle au sol, contrainte qui sera comparée à la contrainte de rupture du sol. La contrainte « $q_{réf}$ » est la contrainte située aux « $3/4$ » de la largeur comprimée, le sol étant supposé ne pas réagir aux contraintes de traction sur la partie décomprimée (**Figure 1-25**) :

$$q_{réf} = \frac{3q_{max} + q_{min}}{4} \quad (1-29)$$

« q_{max} » et « q_{min} » sont calculées en supposant une répartition linéaire de la contrainte normale à la base de la fondation, de manière à équilibrer la force « Q » et le moment « Qe » par rapport au centre.

Pour les semelles rectangulaires, on peut se servir de la méthode de Meyerhof, qui prend en compte une largeur réduite « $B - 2e$ », où « e » est l'excentrement des charges « Q », c'est-à-dire la distance de son point d'application par rapport au centre. La contrainte « $q_{réf}$ » est alors la contrainte uniforme (**Figure 1-25**) :

$$q_{réf} = \frac{Q}{B - 2e} \quad (1-30)$$

Dans le cas où l'on a également un excentrement « e' » dans la direction parallèle à « L », la contrainte uniforme appliquée « $q_{réf}$ » est alors (**Figure 1-12**) :

$$q_{réf} = \frac{Q}{(B - 2e)(L - e')} \quad (1-31)$$

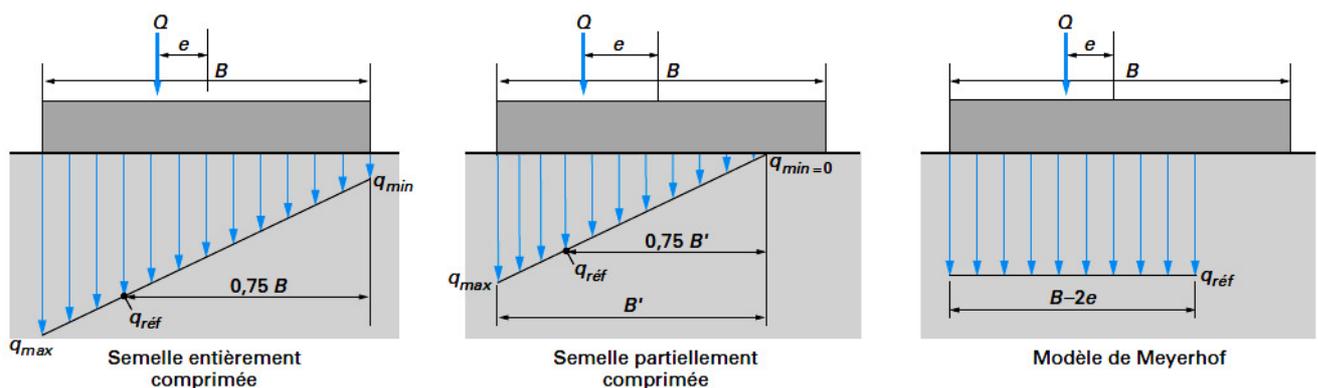


Figure 1-25 : Définition de la contrainte de référence pour un excentrement « e » (fascicule 62-V, 1993) [8].

2 Fondations profondes

2.1 Introduction

Lorsque les charges apportées par un ouvrage sont élevée et que les couches superficielles sont très compressibles (vases, tourbes, argiles moles..) on envisage des fondations profondes (pieux) ou semi profondes (puits) afin d'atteindre des couches résistante en profondeur.

Un pieu est une **fondation élancée** qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles (**Figure 2-1**). Le mot pieu désigne aussi bien les pieux, les puits et les barrettes.

On désigne par pieu, une fondation profonde réalisée mécaniquement et par puits une fondation profonde creusée à la main sous la protection d'un blindage (**Figure 2-2**). Une barrette est un pieu foré de section allongée ou composite (en T ou en croix par exemple) (**Figure2-3**)

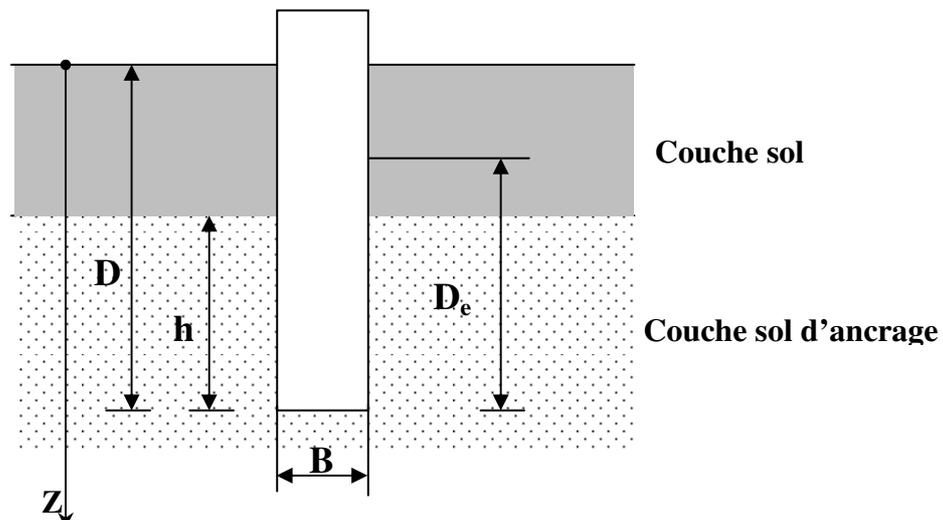
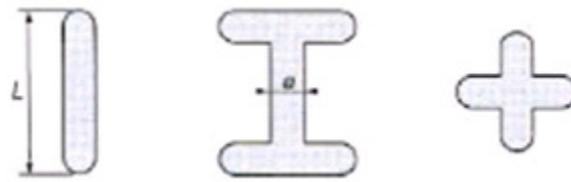


Figure 2-1 : Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique D_e



Figure 2-2 : Puits réalisés pour le viaduc de Millau [21]

a) vue du puit réalisé avant mise en place des armatures, 18 m de profondeur et 7 m de diamètre, b) vue générale de la plus haute pile de 245 m de hauteur reposant sur quatre de ces puits reliés par une dalle.



En général : $0,5\text{m} < e < 1,5\text{m}$
 $1,8\text{m} < L < 2,5\text{m}$

Figure 2-3 : Différents barrettes

2.2 Technologie [21]

2.2.1 Classification suivant le mode d'exécution

2.2.1.1 Pieux refoulant le sol à la mise en place

Une large panoplie de pieux est mise en place par fonçage, battage et/ou vibro-fonçage et éventuellement par lançage :

2.2.1.1.1 Pieux en bois

Ce sont des pieux préfabriqués mis en place par battage (associé quelquefois au lançage). Ils travaillent généralement par effort de pointe et frottement latéral, moins souvent à l'arrachement, à la flexion ou comme pieux de resserrement. Ils sont à l'heure actuelle très peu utilisés en France, plus au Canada ou aux Etats-Unis d'Amérique, relativement souvent en Hollande. Ils sont très présents dans les monuments historiques.

2.2.1.1.2 Pieux battus préfabriqués

Ces pieux, préfabriqués en béton armé ou précontraint, sont fichés dans le sol par battage ou vibro-fonçage.

2.2.1.1.3 Pieux métalliques battus

Ces pieux, entièrement métalliques, constitués d'acier E 24.2 ou similaire avec addition éventuelle de cuivre (0,2 à 0,5%), sont fichés dans le sol par battage. Leurs sections sont:

- en forme de H,
- en forme d'anneau (tube),
- en forme quelconque, obtenue par soudage de palplanche par exemple.

Ils ne sont classés dans cette catégorie que si leur base est obturée, sinon ils font partie des pieux particuliers.

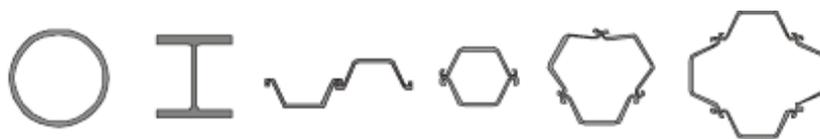


Figure 2-4 : Profilés métalliques battus

2.2.1.1.4 Pieux en béton foncés

Ces pieux sont constitués d'éléments cylindriques en béton armé, préfabriqués ou coffrés à l'avancement, de 0,50 m à 2,50 m de longueur et de 30 à 60 cm de diamètre. Les éléments sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.

2.2.1.1.5 Pieux métalliques foncés

Ces pieux, entièrement métalliques, sont constitués d'acier E 24.2 ou similaire avec addition éventuelle de cuivre (0,2 à 0,5%). Ils sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.

2.2.1.1.6 Pieux battus pilonnés

Un tube, muni à sa base d'un bouchon de béton ferme, est enfoncé par battage sur le bouchon. En phase finale, le béton ferme est introduit dans le tube par petites quantités, successivement pitonnées à l'aide du mouton de battage au fur et mesure de l'extraction du tube. Suivant les cas, les pieux peuvent être armés.

2.2.1.1.7 Pieux battus moulés

Un tube, muni à sa base d'une pointe métallique ou en béton armé, ou d'une plaque métallique raidie ou d'un bouchon de béton, est enfoncé par battage sur un casque placé en tête du tube ou par battage sur le bouchon de béton. Le tube est ensuite rempli totalement de béton d'ouvrabilité moyenne, avant son extraction. Le cas échéant, ces pieux peuvent être armés.

2.2.1.1.8 Pieux battus enrobés

Ce pieu, à âme métallique (acier E 24.2 ou similaire), est constitué :

- de tubes d'acier de 150 à 500 mm de diamètre extérieur - de profilés H - de caissons formés de profilés ou de palplanches à 2, 3 ou 4 éléments. La pointe du pieu comporte un sabot débordant qui assure un enrobage du métal du fût du pieu de 4 cm au minimum, Au fur et à mesure du battage, un mortier est envoyé par un ou plusieurs tubes débouchant au voisinage du sabot, afin de constituer l'enrobage en remplissant le vide annulaire laissé par le débord de celui ci. (Figure 2-5)

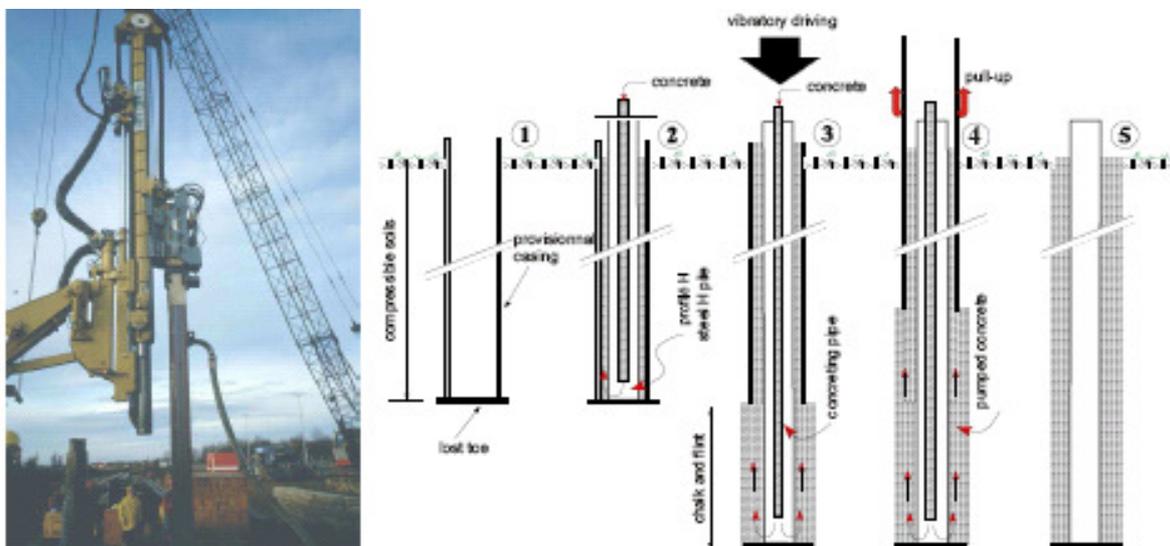


Figure 2-5 : Mise en place de pieu tube par vibrofonçage pour le viaduc TGV de Waremmé (Belgique) [21]

2.2.1.1.9 Pieux tubulaires précontraints

Ce pieu est constitué d'éléments tubulaires en béton légèrement armé assemblés par précontrainte, antérieurement au battage. Les éléments ont généralement 1,5 à 3 m de longueur et 0,70 à 0,90 m de diamètre intérieur. Leur épaisseur est voisine de 0,15 m. Des

passages longitudinaux de 2 à 4 cm de diamètre sont ménagés pour permettre l'enfilage des câbles de précontrainte. La mise en oeuvre est normalement faite par battage avec base ouverte. Le lançage et le havage (benne, émulseur) peuvent être utilisés pour la traversée des terrains supérieurs. Ils sont interdits sur la hauteur de la fiche.

2.2.1.1.10 Pieux vissés moulés

Ce procédé, qui ne s'applique pas aux sols sableux sans cohésion situés sous la nappe, en raison des éboulements importants qu'il risquerait de provoquer, consiste à faire pénétrer dans le sol, par rotation et fonçage, un outil en forme de double vis surmonté d'une colonne cannelée. Cet outil est percé dans l'axe de la colonne cannelée et muni d'un bouchon. Au sommet de la colonne est disposé un récipient rempli de béton.

L'extraction de l'outil est obtenue en tournant dans le sens inverse de celui de la pénétration. Le béton prend en continu, sous l'effet de la gravité, la place laissée par l'outil (*Figures 2-6 et 2-7*).

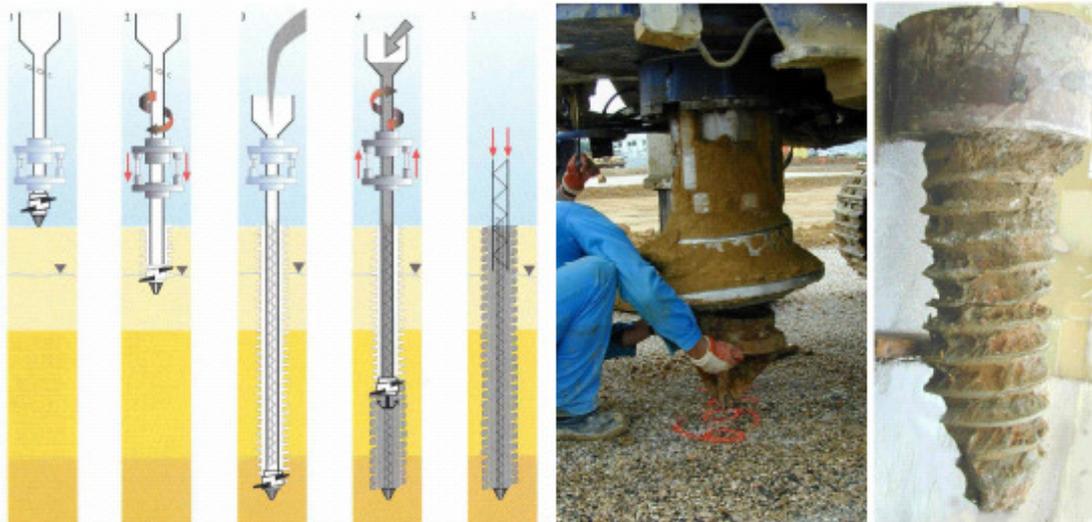


Figure 2-6 : Pieu vissé à pointe perdue Atlas [21]



Figure 2-7 : Pieu vissé de type Oméga à deux pas de vis ou un seul [21]

2.2.1.1.11. Colonnes ballastées

Les colonnes ballastées sont constituées par des fûts de matériaux d'apport granulaires, sans cohésion et sans liant mis en place par refoulement dans le sol et compactés dans le sol par pilonnage ou à l'aide d'un vibreur radial placé à la pointe d'un tube qui lui sert de support et par l'action du lançage (eau ou air). Le matériau d'apport ($d_5 > 0,1$ mm ; $d_{30} > 40$ mm ; $d_{100} < 150$ mm).

mm) doit descendre jusqu'à la pointe du vibreur soit par le forage lui-même, soit par l'espace annulaire maintenu entre le vibreur et le sol environnant, soit par tube latéral associé au vibreur (*Figure 2-8*).

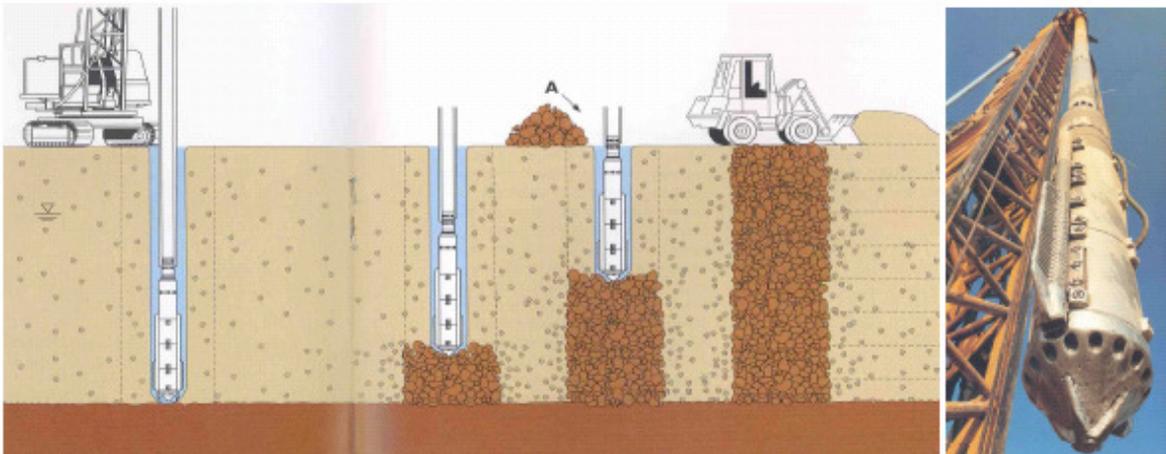


Figure 2-8 : Méthode de réalisation des colonnes ballastées [21]

2.2.1.2 Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place

2.2.1.2.1 Pieux forés simples (barrette exécutée dans les mêmes conditions)

Mis en oeuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc. Ce procédé, qui n'utilise pas de soutènement de parois, ne s'applique que dans des sols suffisamment cohérents et situés au-dessus des nappes phréatiques.

2.2.1.2.2 Pieux forés avec boue et barrettes

Mis en oeuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc., sous protection d'une boue de forage bentonitique ou avec polymères. Le forage est rempli de béton de grande ouvrabilité sous la boue, en utilisant une colonne de bétonnage (*Figure 2-9*).

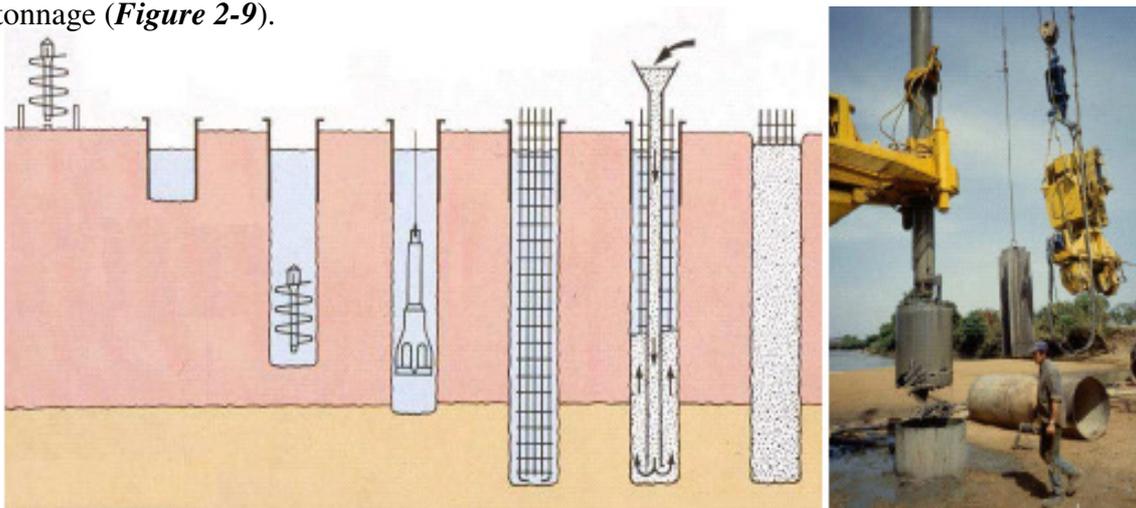


Figure 2-9 : Méthode de réalisation des pieux forés sous boue, vue d'un trépan et d'une tarière à godets « bucket » [21]

2.2.1.2.3 Pieux forés tubés

Mis en oeuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc., sous protection d'un tubage dont la base est toujours située au-dessous du fond de forage. Le tubage peut être enfoncé jusqu'à la profondeur finale par vibration ou foncé avec louvoisement au fur et à mesure de l'avancement du forage. Le forage est rempli partiellement ou totalement d'un béton de grande ouvrabilité, puis le tubage est extrait sans que le pied du tubage puisse se trouver à moins de 1 m sous le niveau du béton, sauf au niveau de la cote d'arase.

2.2.1.2.4 Pieux tarières creuses

Mis en oeuvre avec une tarière à axe creux, d'une longueur totale au moins égale à la profondeur des pieux à exécuter, vissée dans le sol sans extraction notable de terrain. La tarière est extraite du sol sans tourner pendant que, simultanément, du béton est injecté dans l'axe creux de la tarière, prenant la place du sol extrait (*Figure 2-10*).

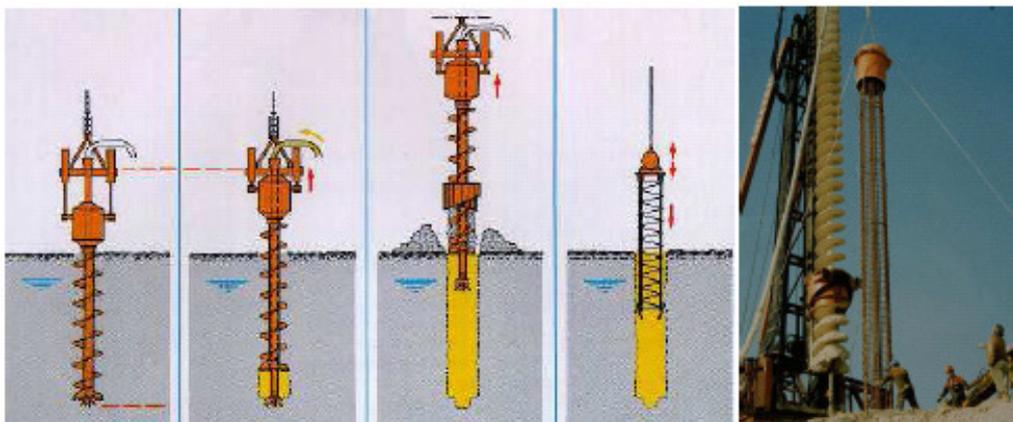


Figure 2-10 : Pieux formés par forage à la tarière continue : technique Starsol de Sol étanche [21]

Le ferrailage est alors mis en place. Une combinaison de tarière creuse et du foré tubé, les deux éléments tournant en sens inverse, permet de réaliser un pieu dans les terrain ou le sol ne se tient pas (technique appelée pieu à la tarière double).

2.2.1.2.5 Micropieux et clous

La technique des micropieux a été développée dans les années soixante : initialement, ils ont été utilisés en Italie sous l'appellation de pieux racines qui sont des pieux de petits diamètre scellés au terrain par un mortier. Par la suite, sont apparus des micropieux injectés sous forte pression qui ont permis d'obtenir des portances plus élevées. Pendant longtemps, cette technique n'a été employée que dans la reprise en sous-oeuvre de bâtiments et d'ouvrages. Par la suite le domaine d'application de cette technique s'est élargie aux fondations d'ouvrages neufs dans certains cas de terrains difficiles ou contenant des obstacles durs divers tels que : anciennes fondations, blocs, couche dure, etc., qu'il serait très onéreux de traverser en forage de grande section (*Figure 2-11*).



Figure 2-11 : Réalisation d'un micropieu pour les écrans antibruit de l'autoroute A4 (photographies S. Borel) [21]

2.2.1.2.6 Pieux injectés, sous haute pression, de gros diamètre

Ce type de pieu, par opposition aux micropieux du type II, regroupe des pieux de forts diamètres, supérieurs à 250 mm. L'armature est en principe constituée par un tube équipé d'un dispositif d'injection comprenant des clapets anti-retour. Le dispositif d'injection doit permettre le scellement au terrain sous haute pression.

2.2.1.2.7 Colonnes sol-ciment, soil mixing et Jet grouting

Les colonnes de sol-ciment sont à l'origine réalisées en mélangeant par rotation le sol en place à un coulis de ciment introduit au travers de l'axe d'une tarière creuse. Une cage d'armature peut être introduite dans ce « béton de sol » avant durcissement. Le soil-mixing est l'appellation actuelle de la méthode de réalisation des colonnes de sol-ciment ou sol-chaux par un outil rigide ou repliable. L'injection réalisée par un, deux ou trois jets sous haute pression appelée communément « jet-grouting » est une variante de cette technique. La déstructuration du terrain et son mélange au coulis de ciment est réalisée par injection sous haute pression d'un fluide autour d'un trou de forage qui constitue ainsi l'axe d'une colonne de terrain mélangé au coulis de ciment (**Figure 2-12**).

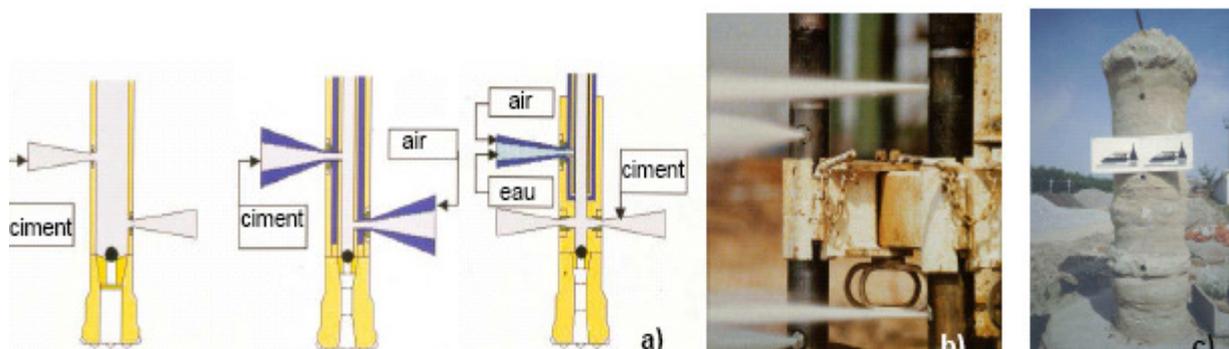


Figure 2-12 : Jet grouting : (a) diagramme de principe de différentes techniques (b) vue de la technique double jet (c) colonne excavée [21]

2.2.2 Classification suivant le mode de fonctionnement

Les pieux agissent sur le sol soit par :

- Effet de pointe : reposant sur une couche très dure
- Effet de frottement latéral (Pieux flottants) : transmettent essentiellement leurs charges par frottement latéral et ne reposent pas sur une couche résistante.
- Effet de pointe et frottement latéral (Pieux frottant à la base) : frottement latérale à la partie inférieur du fut qui doit s'ajouter à la résistance de pointe (*Figure 2-13*).

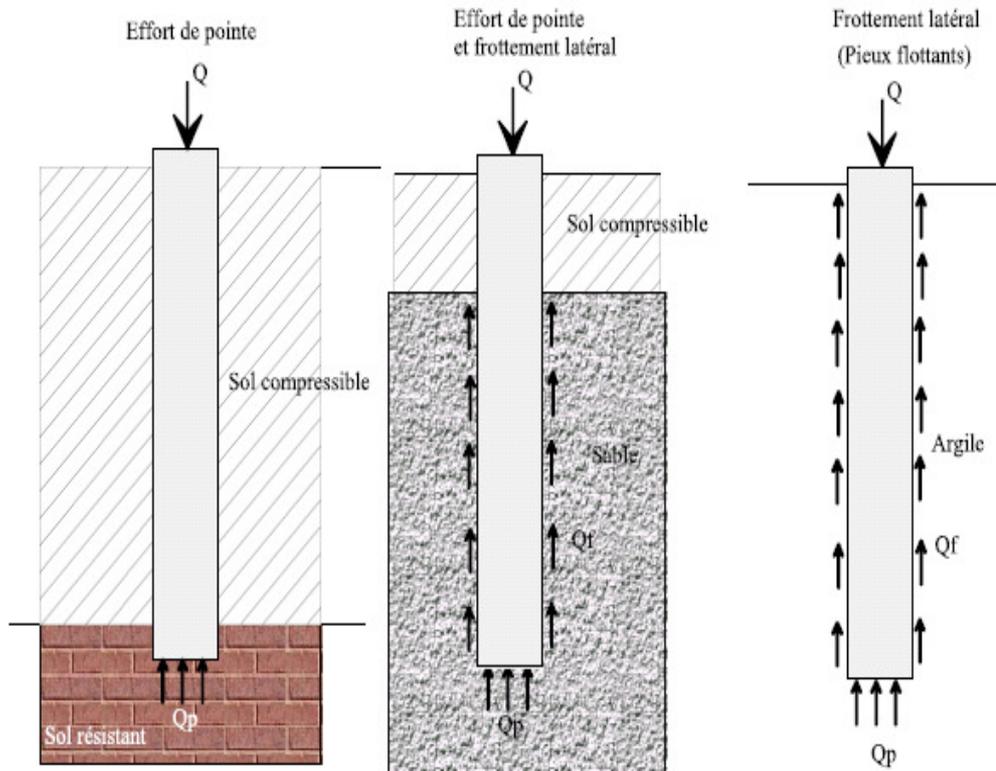


Figure 2-13 : Classification suivant le mode de fonctionnement [20]

2.3 Problèmes posés par le calcul d'une fondation sur pieux

L'ingénieur est généralement confronté à des problèmes de résistance des matériaux (R.D.M) et de mécanique des sols (M.D.S).

2.3.1 Problèmes de résistance des matériaux(R.D.M)

- Détermination de la charge transmise aux pieux par la superstructure (problème complexe).
- Détermination de la charge maximale supportée par un pieu de section donnée compte tenu du matériau constitutif.
- Dans le cas du pieu préfabriqué, calculer l'effort exercé sur le pieu lors de sa manutention et de sa mise en (flexion)

2.3.2 Problèmes de mécanique des sols (M.D.S)

- Détermination de la force portante d'un pieu isolé.
- Détermination de la force d'un groupe de pieux.
- Évaluation des tassements de groupe de pieux.
- Il existe d'autres problèmes aussi importants que les précédents tels que la corrosion et l'affouillement en site aquatique (pile de pont).

2.4 Évaluation de la charge limite d'un pieu isolé soumis à une force verticale

Considérons un pieu isolé soumis à une charge verticale. Le pieu traverse différentes couches de sol de qualité plus ou moins bonnes pour s'ancrer dans une couche de sol aux caractéristiques mécaniques favorables.

Cette couche s'appelle couche d'ancrage ou substratum résistant (*Figure 2-14*).

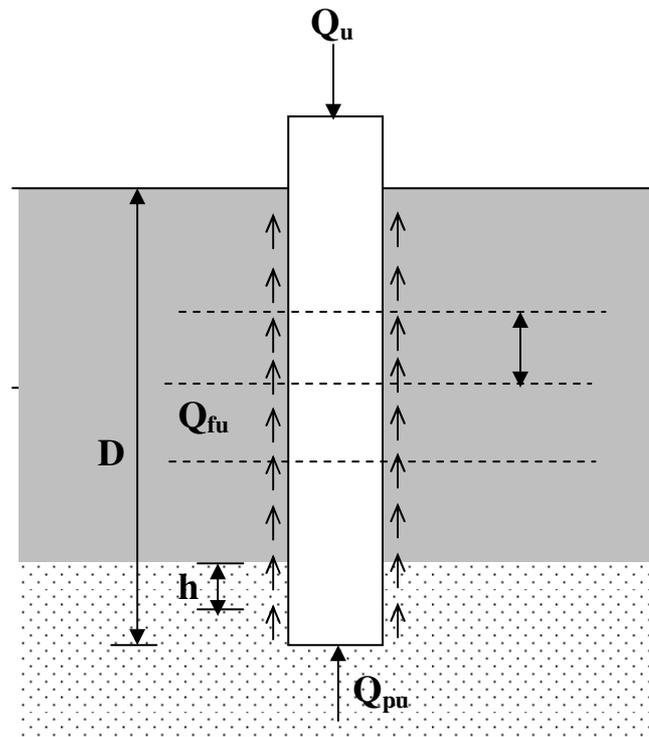


Figure 2-14 : Comportement général d'un pieu isolé soumis à une charge verticale.

La charge limite du pieu Q_L est obtenue en additionnant la charge limite de pointe Q_p qui correspond au poinçonnement du sol sous la base du pieu et la charge limite Q_f mobilisable par le frottement latéral entre le sol et le pieu.

$$Q_L = Q_p + Q_f \quad (2-1)$$

Q_p : résistance de pointe

Q_f : frottement latéral

2.5 Définitions et mécanismes du frottement latéral positif et négatif

Pour qu'il y ait **frottement latéral** il faut qu'il y ait un **déplacement relatif entre le pieu et le sol**. Si le pieu se déplace plus vite que le sol, le sol par réaction en s'opposant au déplacement exercera un **frottement latéral positif** « f_p », **vers le haut** (*Figure 2-15*). Si le sol se déplace plus vite que le pieu (terrain médiocre qui tasse (s_s) sous des surcharges appliquées au niveau de la surface du sol), le sol en tassant entraîne le pieu **vers le bas** et lui

applique un **frottement négatif** « f_u » qui le surcharge (*Figure 2-15*). Pour un même pieu on pourra avoir la partie supérieure soumise à un frottement négatif et la partie inférieure à un frottement positif. Le point neutre est le point pour lequel le déplacement du pieu est égal à celui du sol.

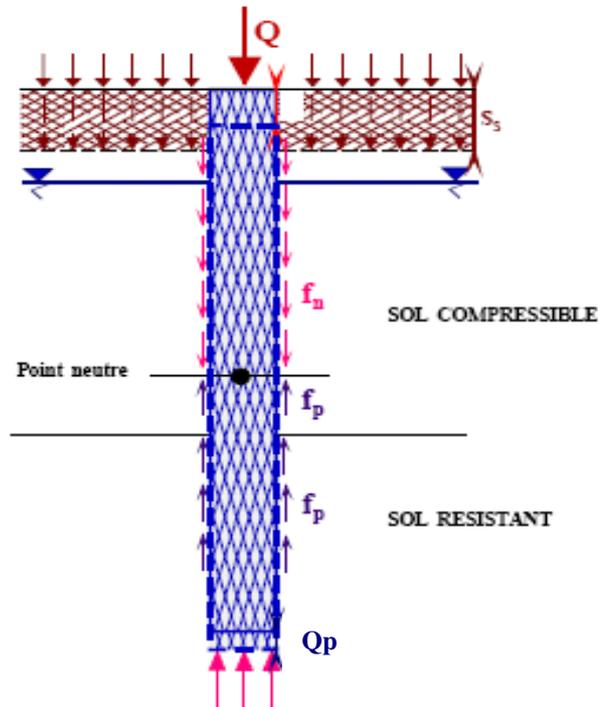


Figure 2-15: Mécanismes du frottement latéral positif et négatif [20]

Le frottement négatif se produit généralement dans des sols fins saturés qui se consolident avec le temps. Il augmente donc avec la consolidation du sol et devient maximal à long terme (généralement plusieurs années).

Le frottement négatif maximal dépend :

- de la compressibilité du sol,
- des surcharges de longue durée appliquées sur le terre-plein,
- de l'interface entre le sol et le pieu.

Il pourra être évalué conformément à la méthode de **COMBARIEU** [7] préconisée par le fasc.62–titre V [8].

2.6 Méthode à partir des essais de laboratoire

2.6.1 Formule statique (Théorie de la plasticité parfaite)

2.6.1.1 Calcul la résistance de pointe

On utilise les formules classiques établies par les fondations superficielles. Comme « D » est très grand devant « B » le terme de surface sera négligé.

$$q_d = \gamma.D.N_Q + 1,3.C.N_C \quad (2-2)$$

$$Q_P = A_P \cdot q_d \quad (2-3)$$

A_P : Section droite du pieu dans sa partie inférieure (**Figure 2-16**)

Pour les diamètres $B > 32$ cm les valeurs de « Nq » sont celles des obtenues par les fondations superficielles.

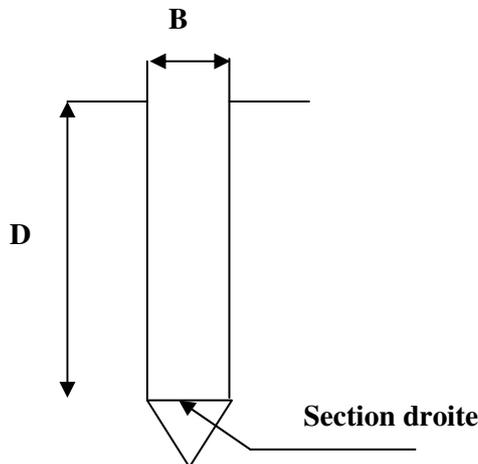


Figure 2-16 : Section droite

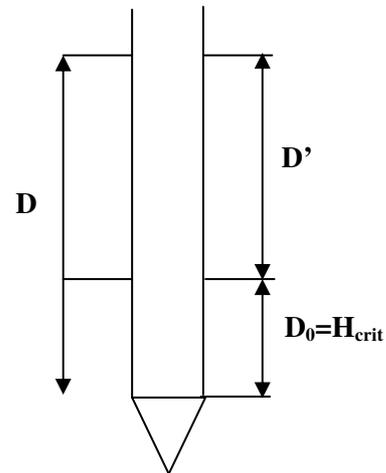


Figure 2-17 : Profondeur critique

Pour « $B \leq 32$ cm » d'après Caquot Kerisel [6] (**Figure 2-17**) :

$$D_0 = H_{crit} = \frac{B}{4} \cdot Nq^{2/3} \quad (2-4)$$

$$Nq = 10^{N \tan \varphi} \quad (2-5)$$

Le coefficient N varie de 3,7 pour des petits diamètres (pénétrométriques) à 2,7 pour un diamètre de 32 cm.

$$Nc = \frac{\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \tan \varphi^{-1}}}{\tan \varphi} \quad (2-6)$$

2.6.1.2 Calcul du frottement latéral

2.6.1.2.1 Milieu pulvérulent compact

Le frottement latéral unitaire « f »

$$f = k_{p\gamma} \cdot \gamma \cdot \sin \delta \quad (2-7)$$

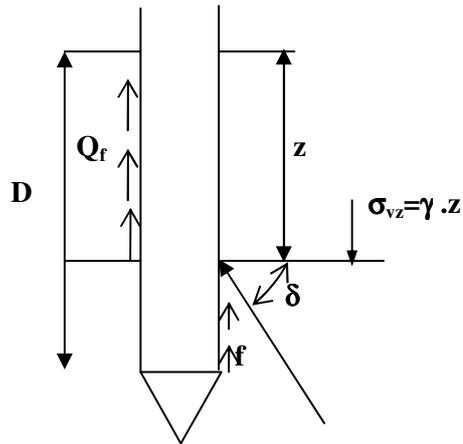


Figure 2-18 : Représentation du frottement latéral

$$\alpha = k_{p\gamma} \cdot \sin \delta \quad (2-8)$$

Les valeurs de α sont données par le **tableau 2.1**

$$f = \alpha \cdot \gamma \cdot z \quad (2-9)$$

$$Q_f = f \cdot S_L \quad (2-10)$$

$$S_L = P \cdot D' \quad (2-11)$$

P : périmètre du pieu

$$Q_f = \alpha \cdot \gamma \cdot z \cdot P \cdot D' \quad (2-12)$$

$$z = \frac{D'}{2} \quad (2-13)$$

D'où

$$Q_f = \alpha \cdot \gamma \cdot z \cdot \frac{D'^2}{2} \cdot P \quad (2-14)$$

D' : Longueur du fût le long de laquelle le frottement est pris en compte avec

$$D' = D - H_{crit} \quad (2-15)$$

Tableau 2-1 : Valeurs de α d'après Caquot Kérisel [6]

ϕ°	α pour $\delta=\phi$	α pour $\phi=2/3\phi$
10	0,225	0,126
15	0,567	0,364
20	1,03	0,641
25	1,81	1,10
30	3,21	1,28
35	5,85	3,27
40	11,3	5,90
45	23,7	11,4

2.6.1.2.2 Milieu purement cohérent ($\phi=0$)

$$f = \beta \cdot C_U \quad (2-16)$$

$$\beta = \frac{1 + C_U^2}{1 + 7C_U^2} \quad (2-17)$$

$$C_U [\text{bars}] \quad (2-18)$$

2.6.1.2.3 Milieu cohérent à frottement non nul ($c \neq 0$; $\phi \neq 0$)

$$f_{moy} = \alpha \cdot \gamma \cdot \frac{D'}{2} + \beta' \cdot C \quad (2-19)$$

Tableau 2-2 : Valeurs de β' d'après Caquot Kérisel [6]

ϕ'	10	15	20	25	30	35	40	45
β'	1,6	2,06	2,70	3,62	5,01	7,27	10,36	17,97

2.6.2 La charge admissible Q_N

Le charge nominale ou charge admissible du pieu s'obtient en appliquant un coefficient de sécurité de **3** sur le terme de pointe et de **2** sur le terme de frottement

$$Q_L = \frac{Q_P}{3} + \frac{Q_f}{2} \quad (2-20)$$

Remarque : Le calcul de la charge limite d'un pieux à l'aide de formules statiques découlant de la théorie de la plasticité parfaite n'est plus utilisé car les hypothèses mise en jeu sont trop éloignées de la réalité.

2.7 Méthodes basées sur l'interprétation d'essais in situ

2.7.1 Calcul par la méthode Pressiométrique [11]

Le détail de l'essai est donné en *Annexe I*

2.7.1.1 Détermination de la charge de pointe

Dans le cas des terrains homogènes « q_p » est obtenue à partir de la pression limite par la formule empirique suivante :

$$q_p = q_0 + k_p (P_L - P_0) \quad (2-21)$$

$$P_0 = k_0 (q_0 - u) + u \quad (2-22)$$

q_0 : Contrainte verticale totale au niveau de la pointe lorsque le pieu est en service,

P_L : Pression limite mesurée à ce même niveau

P_0 : Contrainte horizontale totale mesurée à ce même niveau

u : Pression interstitielle au niveau considéré

k_0 : Coefficient de poussée des terres au repos, $k_0 = 1 - \sin \varphi \approx 0,5$

k_p : facteur de portance

2.7.1.1.1 Détermination du facteur de portance k_p

La valeur de k_p , facteur de portance, est fixée par le tableau ci-dessous en fonction de la **nature du sol (Tableau 2-3)** et du mode de **mise en oeuvre (type de pieu)**, quelle que soit la géométrie de la section droite de l'élément de fondation (*Tableau 2-4*).

Cette valeur n'est applicable qu'au-delà de la profondeur critique « D_c » en deçà on pourra appliquer une interpolation linéaire entre « 0 » et « D_c ».

Tableau 2-3 : Valeurs du coefficient de portance k_p

Classe de sol		Description	Préssiomètre PI (MPa)
Argiles, Limons	A	Argiles et limons mous	< 0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 – 2,0
	C	Argiles très fermes à dures	>2,5
Sables, Graves	A	Lâches	<0,5
	B	Moyennement compacts	1,0 – 2,0
	C	Compacts	>2,5
Craies	A	Molles	<0,7
	B	Altérées	1,0 – 2,5
	C	Compactes	>3,0
Marnes ; marno-calcaires	A	Tendres	1,5 – 4,0
	B	Compacts	>4,5

Tableau 2-4 : Classification des sols

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles, Limons	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sables, 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

Dans le cas des terrains stratifiés (cas général), la pression limite « P_L » est remplacée par une pression limite équivalente « P_{Le} » obtenue par une moyenne géométrique mesuré mesurée entre le niveau « $-3R$ et $+3R$ » .

$$R = \frac{B}{2} \text{ (Rayon du pieu)} \quad (2-23)$$

Si :

$$2R > 1m$$

$$P_{le} = \sqrt[n]{P_{l(-3R)} \cdot P_{l(-2R)} \cdot \dots \cdot P_{l(1.R)} \cdot P_{l(2.R)} \cdot P_{l(3.R)}} \quad (2-24)$$

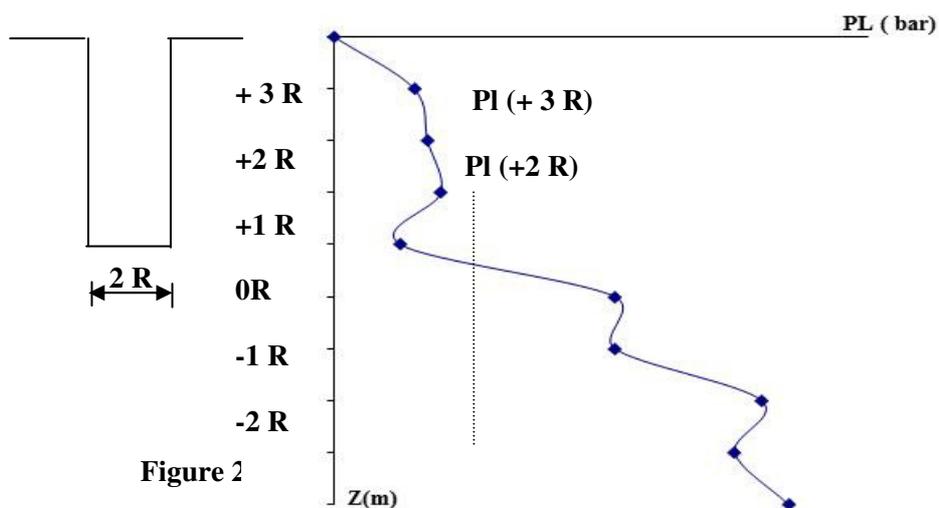


Figure 2

$$2R \leq 1m$$

$$P_{le} = \sqrt{P_{l1} \cdot P_{l2} \cdot P_{l3}} \quad (2-25)$$

P_{11} : Pression limite à 1 m au dessus de la base du pieu. P_{12} : Pression limite à 1 m au niveau de la base du pieu.

P_{13} : Pression limite à 1 m au dessous de la base du pieu.

Profondeur d'encastrement h_e

$$h_e = \sum \frac{h_i \cdot P_{li}}{P_{le}} = \frac{1}{P_{le}} \cdot \sum h_i \cdot P_{li} \quad (2-26)$$

2.7.1.2 Détermination du frottement latéral unitaire f_u pour un élément de fondation à partir des essais au pressiomètre Menard (fasc,-titre v) [9, 14, 15,16, 17]

Les valeurs du frottement latéral unitaire « q_f » ont été établies, également, empiriquement à partir d'essais de chargement pieux, La banque de données qui a permis de fournir les valeurs de « q_f » est basée environ sur les résultats de 200 essais sur des chantiers de référence concernant l'ensemble des types de pieux utilisés en France dans la plupart des natures de sol,

La valeur du frottement latéral « q_f », à une profondeur « z », est donnée par la courbe du jeu d'abaques ci-dessous en fonction de la valeur de la pression limite nette « P_i^* (z) », La courbe à utiliser est fonction de la nature du sol et de l'élément de fondation considéré,

$$P_i^* = P_i - P_0 \quad (2-27)$$

Tableau 2-5 : Détermination des abaques

	Argiles, limons			Sables, graves			Craies			Marnes	
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B
Foré simple	Q_1	$Q_1, Q_2^{(1)}$	$Q_2, Q_3^{(1)}$				Q_1	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$
Foré boue	Q_1	$Q_1, Q_2^{(1)}$		Q_1	$Q_2, Q_1^{(2)}$	$Q_3, Q_2^{(2)}$	Q_1	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$
Foré tube (tube récupéré)	Q_1	$Q_1, Q_2^{(3)}$		Q_1	$Q_2, Q_1^{(2)}$	$Q_3, Q_2^{(2)}$	Q_1	Q_2	$Q_3, Q_4^{(3)}$	Q_3	Q_4
Foré tubé (tube perdu)	Q_1			Q_1		Q_2	(4)			Q_2	Q_3
Puits (5)	Q_1	Q_2	Q_3				Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5
Métal battu fermé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3	(4)			Q_3	Q_4
Battu préfabriqué béton	Q_1	Q_2		Q_3			(4)			Q_3	Q_4
Battu moulé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_3	Q_4
Battu enrobé	Q_1	Q_2		Q_3		Q_4	(4)			Q_3	Q_4
Injecté basse pression	Q_1	Q_2		Q_3			Q_2	Q_3	Q_4	Q_5	
Injecté haute pression (6)		Q_4	Q_5	Q_5		Q_6		Q_5	Q_6	Q_6	

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage,

(2) Pieux de grande longueur (supérieur à 30m),

(3) Forage à sec, tube non louvoyé,

(4) Dans les cas des craies, le frottement latéral peut être très faibles pour certains types de pieux, Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas,

(5) Sans tubage ni virole foncé perdu (parois rugueuses),

(6) Injection sélective et répétitive à faible débit,

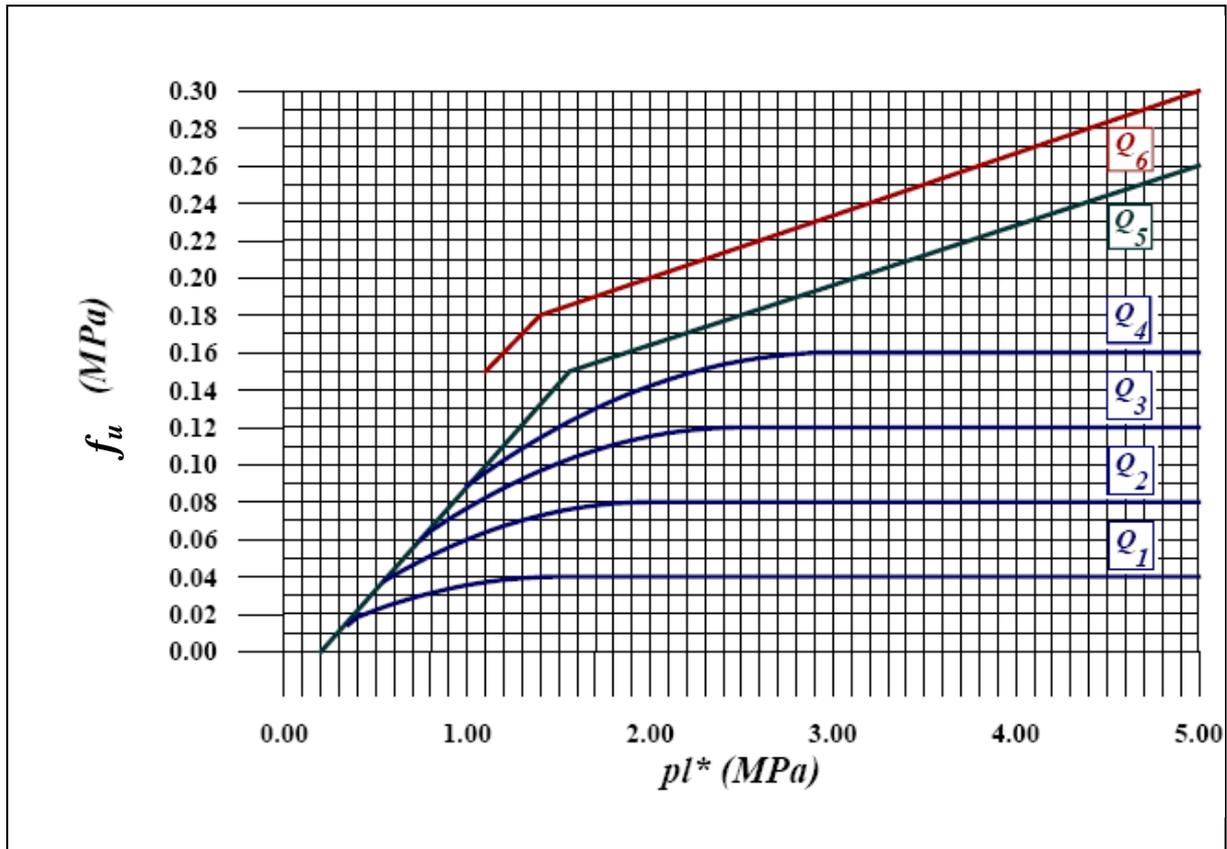


Figure 2-20 : Valeurs du frottement latéral unitaire

Remarque :

Le frottement négatif n'est pas pris en compte dans les calculs

2.7.1.3 Calcul de la charge nominale

Charge de pointe admissible :

$$Qp_a = Ap \left[q_0 + \frac{q_p - q_0}{3} \right] \quad (2-28)$$

F=3 coefficient de sécurité

Frottement latéral admissible :

$$Qf_a = \frac{P}{2} \sum f_{ui} \cdot h_i \quad (2-29)$$

Ap : section droite de la pointe

P : périmètre du pieu

fu : frottement latérale unitaire limite de la couche « **i** » d'épaisseur « **hi** », On définit :

$$Q_N = Q_{p_a} + Q_{f_a} \quad (2-30)$$

2.7.2 Calcul par la méthode du Pénétrömètre statique,

Les détails de cet essai sont illustrés en *annexe III*

2.7.2.1 Calcul du terme de pointe

Les études expérimentales ont montrés que le terme de pointe d'une fondation profonde ne correspond pas directement à la résistance de pointe du pénétromètre,

$$Q_{P_r} \neq R_P \quad (2-31)$$

Car « **Rp** » n'est pas constante d'où il faudra prendre une moyenne et il faut tenir compte de la profondeur critique d'encastrement (pieu fortement encastéré, ou faiblement encastéré) car pour un sol homogène la résistance de pointe augmente avec la profondeur jusqu'à une hauteur critique puis reste constante.

2.7.2.1.1 Pieu fortement encastéré (pieu)

$$R_P = \frac{R_{P1} + R_{P2}}{2} \quad (2-32)$$

Rp résistance de pointe moyenne

Rp1 : moyenne de résistance de pointe du pénétromètre sur une hauteur de 8 fois le diamètre du pieu « **8φ** » au-dessus de le pointe du pieu.

$$R_{P1} = \frac{R_1 + R_2 + \dots + R_n}{n} \quad (2-33)$$

Rp2 : moyenne pondérée de résistance de pointe sur une hauteur de 3,5 à 4 fois le diamètre du pieu en dessous de la pointe.

$$R_{P2} = \frac{R_1 + R_2 + \dots + R_n + n.R_{\min}}{2n} \quad (2-34)$$

$$Q_P = A_P \cdot R_P \quad (2-35)$$

Ap : section droite du pieu

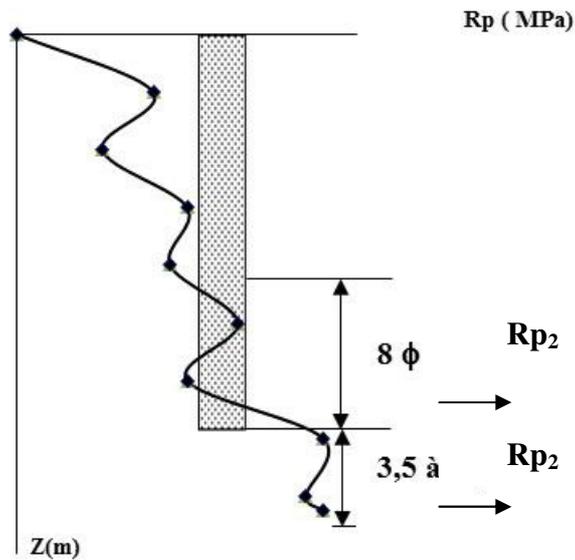


Figure 2-21 : Résistance de pointe R_{p1} et R_{p2}

2.7.2.1.2 Pieu faiblement encastré (puit)

On utilise la méthode de VANDER WEEN (méthode Holondaise)

$$R_{P_{moy}} = \frac{1}{a+b} \int_{-b\phi}^{a\phi} (R_p)_z \cdot dZ \quad (2-36)$$

F : diamètre du pieu

$a= 3,5$, $b= 1$

La résistance de pointe de rupture est donnée par

$$q_{pv} = K \cdot R_{P_{moy}} \quad (2-37)$$

$$Q_P = A_P \cdot q_{pv} \quad (2-38)$$

Tableau 2-6 : Valeurs du coefficient K

Valeurs de K	Nature du sol
1	Argile et Marne
0,9	Limon – Argile sableuse
0,8	Sable moyennement compacté
0,7	Sable compact

2.7.2.2 Calcul du frottement latéral

La meilleure méthode consiste à évaluer le frottement latéral à partir des diagrammes de pénétration obtenue à l'aide du pénétromètre statique.

Le frottement latéral sur le pieu « f_p » = frottement latéral sur le pénétromètre (mesuré à l'aide du Manchon)

L'effort latéral « Q_f » à la profondeur « D » correspond au frottement latéral de l'ensemble des couches supérieures à la couche « D »,

$$Q_f = \sum p_i \cdot h_i \cdot f_{mi} \quad (2-39)$$

P : périmètre du pieu

h_i : hauteur d'une couche

f_m : frottement unitaire moyen

Si le pénétromètre utilisé ne comporte pas de manchon de mesure du frottement latéral, on utilise les formules suivantes :

Milieu pulvérulent compact ou dense :

$$f_m = 0,002 R_p$$

Milieu pulvérulent lâche ($R_p < 2,5$ MPa) :

$$f_m = 0,005 R_p$$

Milieu argileux ($R_p < 2$ MPa) :

$$f_m = 0,01 R_p$$

2.7.3 Pénétromètre dynamique

Cette méthode n'est appliquée que pour les pieux battus, elle est proscrite dans le cas des sols cohérents sous la nappe,

Les graphiques de pénétration dynamique en fonction de la profondeur atteinte par la pointe de la résistance dynamique évaluée en (Kg/cm^2) déduite par une formule de battage,

La force portante nominale d'un pieu battu « Q_N » à partir de la résistance dynamique obtenue au pénétromètre,

$$Q_N = \frac{Q_d}{F} \cdot \frac{A}{a} \quad (2-40)$$

A : section du pieu, a : section de pointe du pénétromètre

F : coefficient de sécurité (ou coefficient de réduction) = 6

Formule de battage

$$Q_d = \frac{M \cdot H}{e} \cdot \frac{M}{M + P} \quad (2-41)$$

H : hauteur de chute (m)

M : poids du mouton (Kg)

P : poids du pénétromètre

e : refus du pénétromètre (m) (enfoncement par 10 coups)

Pour les pieux battus inclinés

On prend dans la formule de battage **H'**

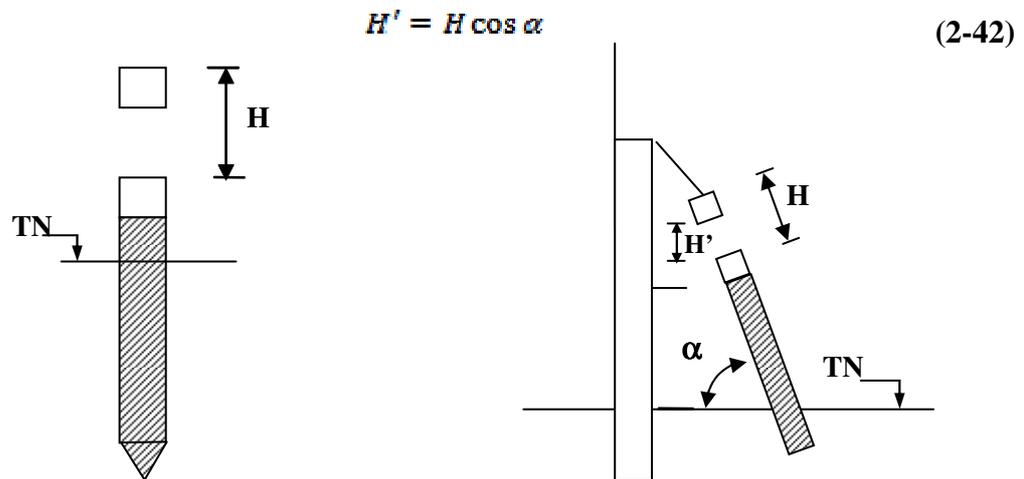
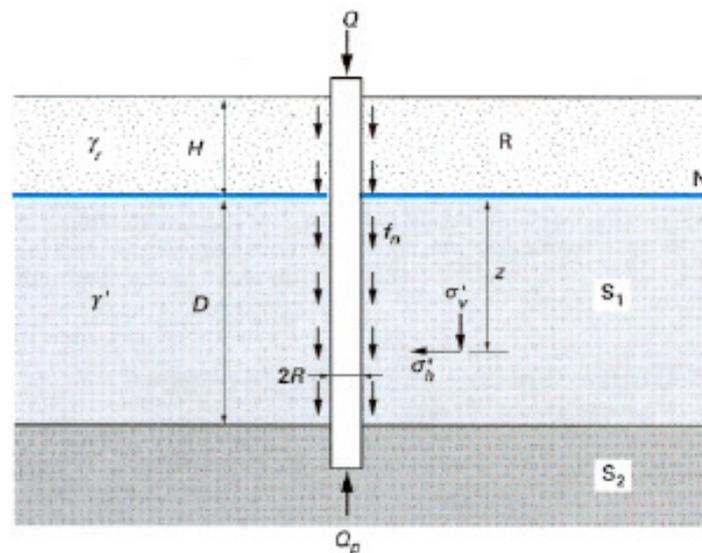


Figure 2-22: Pieux battus droits et inclinés

2.8 Évaluation du frottement négatif maximal [7]

2.8.1 Principe de l'évaluation du frottement négatif maximal

On calcule la valeur maximale, à long terme, par la méthode suivante (Figure 2-24)



N : niveau de la nappe et terrain naturel
R : remblai

S₁ : sol compressible
S₂ : substratum

Figure 2-23: Évaluation du frottement négatif sur un pieu isolé [10]

À un niveau donné « z », la valeur du frottement négatif unitaire limite est donnée par :

$$f_n = \sigma'_h \tan \delta = \sigma'_v K \tan \delta \quad (2-43)$$

Avec :

σ'_v et σ'_h contraintes effectives à long terme horizontale et verticale, à l'interface sol pieu,
 K rapport, δ angle de frottement du contact sol pieu.

On en déduit le frottement négatif total dans le remblai et la couche de sol Compressible :

$$G_{ef} = p \int_{-H}^h K \tan \delta \cdot \sigma'_v dz \quad (2-44)$$

Avec :

P périmètre du pieu (« $2 \pi R$ » pour un pieu circulaire, « R » rayon du pieu),
 H hauteur du remblai,
 h hauteur d'action du frottement négatif dans le sol compressible.

2.8.2 Hauteur d'action du frottement négatif

La hauteur « h » ne représente pas forcément toute la couche de sol compressible. En effet, le frottement négatif n'apparaît que si le tassement du sol autour du pieu est supérieur au tassement propre du pieu. En pratique, on retiendra pour « H » l'une ou l'autre des deux valeurs suivantes, selon la qualité du sol.

2.8.2.1 Sol suffisamment compressible

h_1 : profondeur où la contrainte devient égale à la contrainte effective préexistante à toute surcharge et en l'absence du pieu. Cette condition n'est possible que si l'on prend en compte un effet d'accrochage du sol autour du pieu.

2.8.2.2 Sol très peu compressible

Où, manifestement, la valeur calculée pour « h_1 » est excessive

« h_2 » : profondeur où le tassement prévisible final du sol atteindra, après mise en place du pieu, $0,01B$ (où $B = 2R$ est le diamètre ou la largeur du pieu).

Ce tassement peut être calculé par les méthodes oedométriques habituelles (calcul à effectuer sans tenir compte de la présence du pieu).

Tableau 2-7: Valeurs du terme $k \tan \delta$ pour l'évaluation du frottement négatif [7]

Nature du terrain		Type de pieu		
		Pieux forés tubés	Pieux forés	Pieux battus
Tourbes	Sols organiques	0.1	0.15	0.20
Argiles Limons	mous	0.1	0.15	0.20
	Fermes à durs	0.15	0.20	0.30
Sables Graves	Très lâches	0.35		
	lâches	0.45		
	autres	1.0		

3 Références bibliographiques

1. Amar S., Baguelin F., Canepa Y. (1984) Étude expérimentale du comportement des fondations superficielles, Annales de l'I.T.B.T.P. , septembre 1984
2. Amar, S., & Pilot, G. (1985). Fondations superficielles. Techniques de l'Ingénieur Construction, 100(246).
3. Amar S., Baguelin F., Canepa Y. (1987) Comportement des fondations superficielles sous différents cas de chargement, Actes du colloque interactions sols structures, Paris, Presses de l'ENPC, pp. 15-22
4. CEN (2005) Eurocode 7 : calcul géotechnique - Partie 1 : règles générales, NF EN 1997-1 (P94-251-1), 175 pages
5. CEN (2006) Eurocode 7 : calcul géotechnique - Partie 2 : Reconnaissance des terrains et essais, NF EN 1997-2 (P94-252), 209 pages
6. Caquot A., Kerisel J. (1966) Traité de mécanique des sols, Ed. Gauthier-Villars
7. Combarieu O. (1985) Frottement négatif sur les pieux. Rapport de Recherche LPC no 136, Labo Cent. des P. et Ch. Paris 151 p., oct. 1985.
8. Fascicule 62 Titre V (1993), Règles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil, CCTG, Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports, Texte officiel N° 93-3, 182 pages
9. Fondations profondes pour le bâtiment (1992), Norme NF-P11-212 AFNOR, Paris, 72 pages (DTU n°13.2 CSTB),
10. Frank R., (1999) Calcul des fondations superficielles et profondes, Techniques de l'ingénieur et Presses des Ponts et Chaussées, 141 pages.
11. Frank R., Zhao S.-R. (1982) Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale des pieux forés dans les sols fins, BLPC 119 :17-24
12. Giroud J.-P. Tran-Vo-Nhiem, Obin J.-P.(1973) Tables pour le calcul des fondations, Tomes 3 (Force portante), Dunod, Paris.
13. KHATIB M. (2013) le pénétromètre statique essais CPT & CPTU Mesures, Interprétations, Applications. 86p.
14. Ménard L. (1976) Règles relatives à l'exécution des essais pressiométriques, Sols Soils 27 : 7-20.
15. Ménard L. (1963), Calcul de la force portante des fondations sur la base des résultats des essais pressiométriques, Sols-Soils, 5, pp. 9-32.
16. Ménard L. (1963), Calcul de la force portante des fondations sur la base des essais pressiométriques - Seconde partie, Sols - Soils, 6, pp. 9-27.
17. Ménard L. (1965), Notice générale D 60. Centre d'Études géotechniques, 41 pages.

18. Meyerhof G.G. (1976) Bearing capacity and settlement of pile foundations. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 102 (ASCE# 11962), p. 195-228. USA.
19. Olivari G. (1983) Mécanique des sols appliquée aux calculs d'ouvrages. Tome 2. ENTPE. Lyon.
20. Plumelle C. (2004-2005) Cour Géotechnique C.N.A.M- Géotechnique B1/B6.
21. Reiffsteck P. (2010) Cour de fondation des ouvrages. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées Division Mécanique des Sols des Roches et de la Géologie de l'Ingénieur
22. Sanglerat G. (1972), The penetrometer and soil exploration, Elsevier, Amsterdam, 464 pages
23. Terzaghi K. (1943) Theoretical Soil Mechanics, John Wiley and Sons, New York
24. Terzaghi K. et Peck R.B.(1967) – Soil mechanics in engineering practice. John Wiley & Sons, New York, First Edition 1948 and Second Edition.
25. www.cours-génie-civil.com.
26. <http://fondedile.be/fr/techniques/parois-moulees/>

ANNEXE I

Détermination des coefficients N_γ , N_q et N_c

I.1 Sol frottant, non cohérent et sans surcharge - Terme de surface N_γ

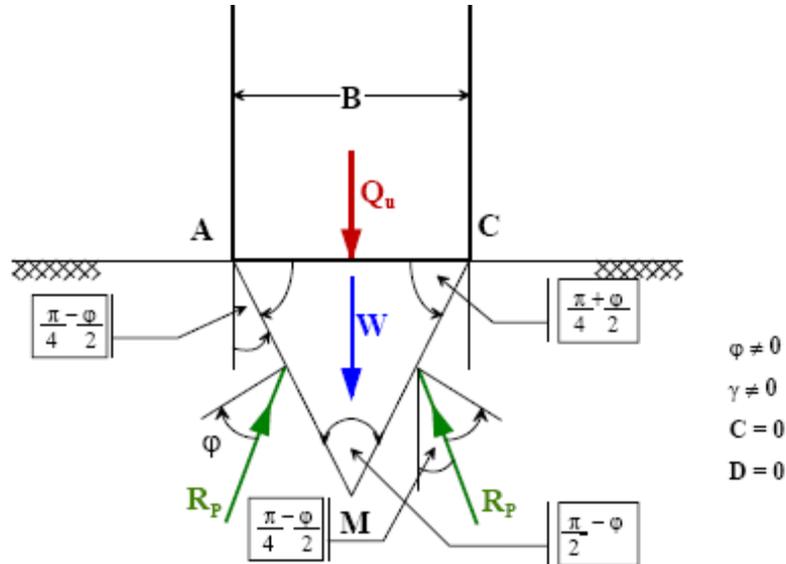


Figure I.1 Détermination du Terme de surface N_γ [20]

Étant donné que le coin ACM fait un angle au sommet de $(\pi/2 - \varphi)$, qu'il est en équilibre surabondant et fait corps avec la fondation, le poinçonnement de la fondation dans le milieu pulvérulent s'obtient en mobilisant la butée sur les écrans AM et CM

(Figure I.1).

La résultante de la butée sur CM s'écrit:

$$\text{Avec :} \quad CM = \frac{B}{2 \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} \quad (\text{I-1})$$

L'angle de frottement δ sur CM est égal à ϕ (frottement sol contre sol); donc :

- La résultante est inclinée de $-\varphi$ sur la normale à l'écran.
- La valeur de K_P est obtenue à partir des tables de butée de Caquot et Kérisel pour :
 $\beta = 0, \quad \delta = -\varphi, \quad \lambda = -(\pi/4 - \varphi/2)$

En écrivant l'équilibre des forces sur la verticale, on obtient :

$$Q_u + W = 2R_P \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (\text{I-2})$$

$$Q_u = \gamma_2 \frac{B^2}{4} \left[K_P \frac{\cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} - \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \right] \quad (\text{I-3})$$

On considère, **pour simplifier**, que la répartition de la contrainte sous la semelle est uniforme :

$$q_u = \frac{Q_u}{Bx1} \quad \text{(I-4)}$$

on peut donc écrire

$$q_u = \gamma_2 \frac{B}{4} \left[K_P \frac{\cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} - \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \right] \quad \text{(I-5)}$$

En posant $q_u = q_\gamma$ (contrainte ultime de surface)

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma_2 x B x N_\gamma \quad \text{(I-6)}$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left[K_P \frac{\cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} - \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \right] \quad \text{(I-7)}$$

avec :

γ_2 : poids volumique du sol **sous la semelle**

$N_\gamma = f(\varphi)$: φ du sol **sous la semelle**.

I.2 Sol frottant, non pesant, non cohérent avec surcharge. Terme de profondeur N_q

Dans ce cas, on calcule la capacité portante de la semelle q_u encastrée d'une profondeur D . Comme dans le cas d'actions du sol sur un écran, on a deux équilibres de Rankine séparé par un équilibre général en spirale logarithmique (Figure I. 2).

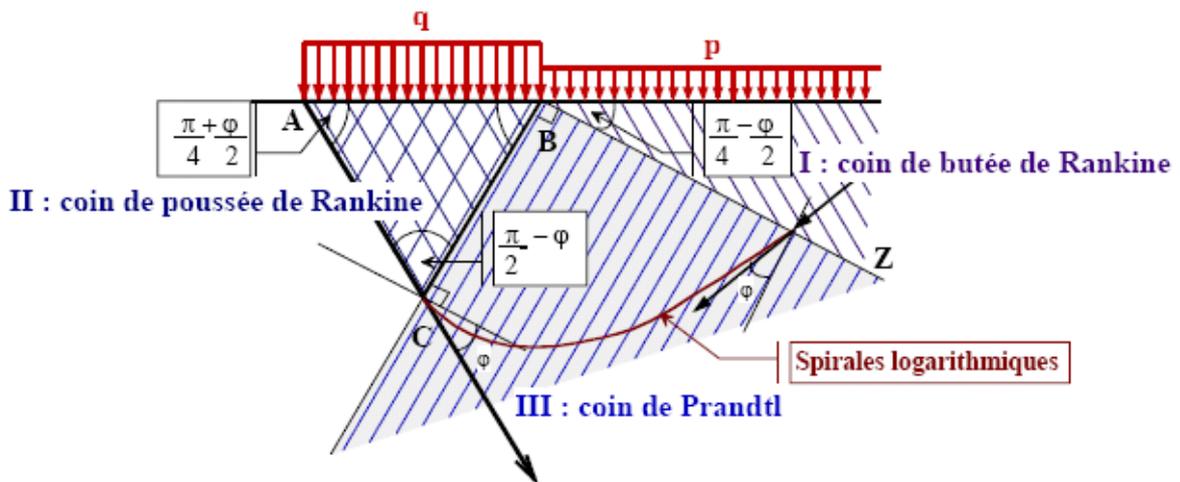


Figure I.2 Détermination du Terme de profondeur N_q [20]

La surcharge uniformément répartie p de part et d'autre de la semelle AB est égale à :

$$p = \gamma_1 x D \quad (\text{I-8})$$

Le calcul donne l'expression suivante de q_u .

$$q_u = p x t g^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi t g \varphi} \quad (\text{I-9})$$

$$q_u = \gamma_1 x D x t g^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi t g \varphi} \quad (\text{I-10})$$

avec γ_1 : poids volumique du sol **au-dessus** de la semelle.

En posant $q_u = q_q$ (contrainte ultime de profondeur)

$$q_l = \gamma_1 x D x N_q \quad (\text{I-11})$$

On appellera N_q : terme de profondeur

$$N_q = t g^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi t g \varphi} \quad (\text{I-12})$$

avec φ : angle de frottement du sol **au-dessous** de la semelle.

I.3 Sol frottant et cohérent - Terme de cohésion N_c

On applique le théorème des états correspondants de Caquot (Figure I.3). On est ramené au problème précédent en remplaçant :

$$\gamma_1 D \text{ par } H = \frac{C}{t g \varphi} \quad (\text{I-13})$$

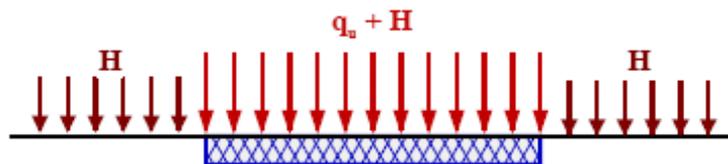


Figure I.3 Détermination du Terme de Cohésion N_c [20]

$$q_u + H = H x t g^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi t g \varphi} \quad (\text{I-14})$$

$$q_u = \left[t g^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi t g \varphi} - 1 \right] \quad (\text{I-15})$$

En posant $q_u = q_c$ (contrainte ultime de cohésion)

$$q_c = C x N_c \quad (\text{I-16})$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\text{tg } \phi} \quad (\text{I-17})$$

Tableau I. Termes de portance pour fondations superficielles en fonction de l'angle de frottement

ϕ°	Ny	Nq	Nc	ϕ°	Ny	Nq	Nc
0			5.14				
5		1	6.47	30	21.8	18.4	30.1
10	1.0	1.56	8.45	31	25.5	20.6	32.7
11	1.20	2.71	8.80	32	29.8	23.2	35.5
12	1.43	2.97	9.29	33	34.8	26.1	38.7
13	1.69	3.26	9.80	34	40.9	29.4	42.2
14	1.99	3.59	10.4	35	48.0	33.3	46.1
15	2.33	9.4	11.0	36	56.6	37.8	50.6
16	2.72	4.33	11.6	37	67.0	42.9	55.7
17	3.14	4.77	12.3	38	79.5	48.9	61.4
18	3.69	5.2	13.1	39	94.7	56.0	67.9
19	4.29	5.80	13.9	40	113.0	64.2	75.4
20	4.97	6.40	14.8	42	164.0	85.4	93.7
21	5.76	7.07	15.8	43	199.0	99.0	105.0
22	6.68	7.83	16.9	44	244.0	115.0	118.0
23	7.73	8.66	18.1	45	297.0	135.0	135.0
24	8.97	9.60	19.3	46	366.0	159.0	152.0
25	10.4	10.7	20.7	47	455.0	187.0	174.0
26	12.0	11.8	22.2	48	570.0	223.0	199.0
27	13.9	13.2	24.0	49	718.0	265.0	230.0
28	16.1	14.7	25.8	50	914.0	319.0	267.0
29	18.8	16.4	27.9				

ANNEXE II

L'ESSAI PRESSIOMÉTRIQUE [11]

II.1. Introduction :

Sur le plan historique, l'idée de l'essai d'expansion latérale du sol revient à KOEGLER (1930), mais c'est Louis MENARD (1957) qui a repris et développé cet essai en mettant au point un appareil nommé « **pressiomètre** ». Le mérite de Louis MENARD est d'être le pionnier de la théorie pressiométrique qui a donné une impulsion à la mécanique des sols, notamment dans les domaines du calcul des fondations et l'étude des lois de comportement du sol.

L'essai pressiométrique est un essai de chargement du terrain in situ. Il consiste à gonfler dans le sol une sonde cylindrique, dilatable radialement, placée dans un forage préalable. Les contraintes dans le sol sont uniformes et l'essai est réalisé rapidement.

II.2. Appareillage :

Le pressiomètre MENARD est constitué de trois éléments principaux (*Figure II.1.c*):

- 1- Le contrôleur pression/volume (CPV) placé en surface (*Figure II.1.a*).
- 2- La sonde pressiométrique placée dans le forage (*Figure II.1.b*).
- 3- Les tubulures de liaison (en eau et gaz).



a) Contrôleur pression/volume (CPV)



b) Sondes pressiométriques

Figure II.1 : CPV et sondes

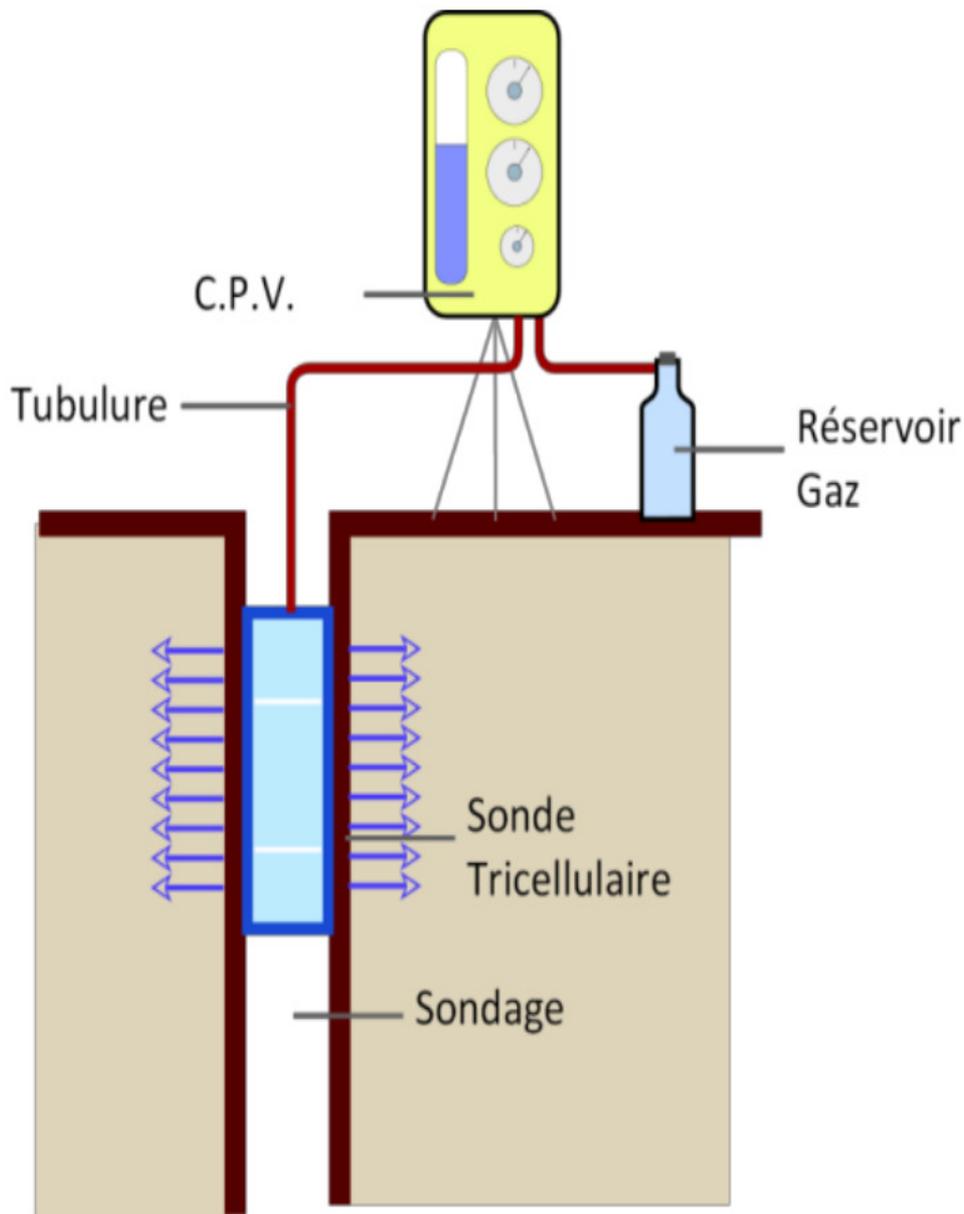


Figure II.1.c : Dispositif typique pour l'essai pressiométrique

II.3. Principe de l'essai :

L'essai pressiométrique est un essai de chargement. Le dispositif de chargement peut être descendu dans un forage et donner ainsi des indications sur le sol à toute profondeur.

Les essais sont toujours effectués systématiquement mètre par mètre, de manière à suivre avec précision les variations de résistance du terrain avec la profondeur. Les mesures sont ainsi pratiquement continues et permettent d'obtenir des renseignements complets sur les différentes couches.

II.4. But de l'essai :

Le but de l'essai est déterminer la capacité portante d'un sol et son tassement sous une fondation donnée, et ce en tirant trois caractéristiques fondamentales et qui sont :

- 1- La pression limite P_l et qui correspond à la rupture du terrain sur la parois de la cavité cylindrique, et qui est directement liée à la capacité portante.
- 2- Le module de déformation pressiométrique E_M qui caractérise la phase de déformation pseudo-élastique de l'essai. Il intervient dans le calcul du tassement.
- 3- La pression de fluage P_f qui correspond au passage du domaine des déformations pseudo-élastiques du terrain qu domaine des déformations plastiques.

II.5. Exécution de l'essai :

- La sonde est mise en place soit par réalisation d'un forage à l'aide d'outils adaptés au sol, soit par fonçage ou battage de la sonde pressiométrique, protégée par un tube lanterné, jusqu'à la profondeur désirée.
- La réalisation du forage pressiométrique dépend de la nature du sol, de son état et de la présence éventuelle d'une nappe d'eau. Le *tableau II.3* récapitule les recommandations de la norme française concernant la mise en place de la sonde pressiométrique.

Tableau II.3 : Modes d'installation de la sonde

Nature du sol	Mode d'installation
Argile molle et vases	Forage par tarière avec injection de boue
Argile moyennement compacte	Forage par tarière à sec ou injection de boue de forage, ou par outil désagrégateur avec injection de boue
Argile compacte et marne raide	Forage par tarière à sec, carottage ou par outil désagrégateur
Limon : -au dessus de la nappe -sous la nappe	-Forage par tarière à sec -Forage par tarière avec boue de forage
Sable lâche : -au dessus de la nappe -sous la nappe	-Forage par tarière à sec ou avec injection de boue -Forage par tarière avec injection de boue
Sable moyennement dense ou dense	Forage par tarière à sec ou avec injection de boue, battage de la sonde par roto percussion
Gravier, galets.....	Battage de la sonde par roto percussion
Roche : - altérée -saine	-Forage par tarière à sec, ou par outil désagrégateur avec injection de boue, ou battage de la sonde par roto percussion. -Forage par carottage, ou outil désagrégateur avec boue de forage injectée, battage de la sonde par roto percussion

- Le chargement se fait par paliers de pression, chacun durant 60 secondes, il est par contre recommandé de maintenir la durée du palier à 2 minutes.
- L'essai continu jusqu'à atteindre la pression limite
- Certaines corrections sont à faire sur la pression P_m lue sur le manomètre et le volume V_m dans la sonde, pour tenir compte de la surcharge apportée par la pression hydrostatique de l'eau surtout lorsque la sonde se trouve à des profondeurs importantes, et la compressibilité de la sonde. La pression corrigée sera comme suit :

$$P = P_m + \gamma_w (z + a) - P_i \text{ avec}$$

- a : est le niveau d'eau dans le CPV
- z : la profondeur d'essai par rapport à la surface

- P_i : la pression mobilisée par la sonde pour un volume V donné en dehors du forage. (cette pression peut être mesurée lors d'un essai pressiométrique en plein air, appelé « **essai d'inertie de la sonde** »).
- La quantité d'eau V_m injectée n'est pas exactement égale à la variation du volume de la sonde, particulièrement aux grandes valeurs de la pression P , à cause de la déformabilité des différents éléments de l'appareil (tubulure, corps du CPV...). Un étalonnage de la sonde, dans une enceinte cylindrique indéformable, permet de mesurer le volume V_i de la sonde pour une pression donnée. Le volume corrigé V sera calculé comme suit :

$$V = V_m - V_i$$

- Enfin, on obtient une courbe nette appelée « **courbe pressiométrique $V = f(P)$** , V étant le volume de la cavité cylindrique après **une minute** d'application du palier de pression, et P est la pression radiale nette appliquée sur les parois. (voir **Figure II.12**)

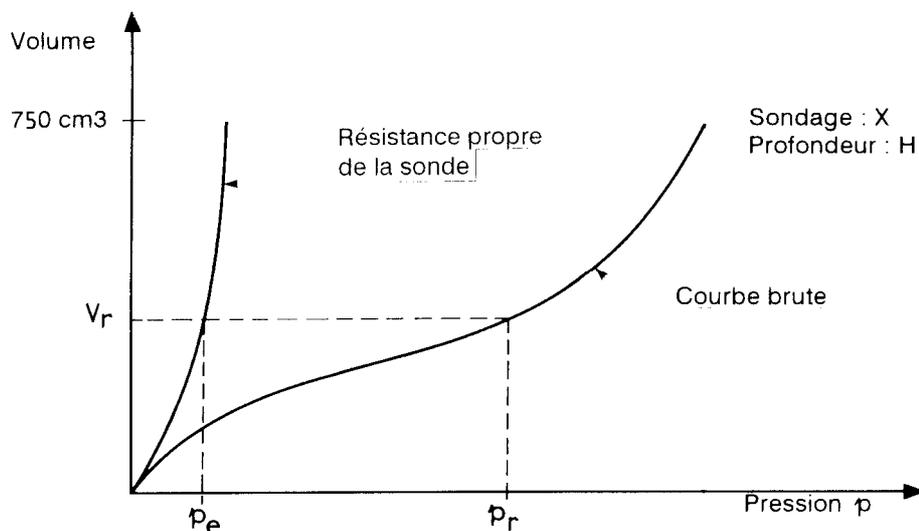


Figure II.2 : Résultats bruts (nettes) des mesures

Remarque :

- Il est souhaitable d'effectuer des mises en pression toutes les 1,0 ou 1,5 m.
- Cet essai est un essai rapide (10minute environ) qui donne des efforts à court terme.
- L'essai ne permet pas d'obtenir des pressions interstitielles. Ses résultats ne peuvent être interprétés qu'en contraintes totales.

II.6. Résultats de l'essai :

Les résultats se traduisent par une courbe pressiométrique qui présente l'allure des courbes de chargement. Elle se décompose en trois parties (voir **Figure II.13**) :

1- Phase de compactage : $P < P_0$

Elle correspond à la mise en contact de la sonde sur les parois du forage. La mise en pression de la sonde re-comprime le terrain, et la pression nulle au début de l'essai atteint P_0 pression latérale du sol au repos. Dans cette partie de la courbe, l'accroissement du volume de la sonde est plus grand que l'augmentation de la pression.

2- Phase pseudo-élastique $0 < P < P_f$:

Dans cette partie, la relation volume pression est linéaire (une partie quasi rectiligne). La pression continue d'augmenter pour atteindre une valeur P_f définie comme pression de fluage. Elle peut être représentée par le « *le module pressiométrique MENARD E_M* » défini par la formule :

$$E_M = K \cdot \frac{\Delta P}{\Delta V}$$

Avec : K est un coefficient qui dépend du type de la sonde utilisée et de la valeur du volume moyen, V_m de la plage pseudo élastique.

3- Phase plastique $P_f < P < P_l$:

pour une pression supérieure à P_f , la courbe devient de plus en plus redressée tendant vers une asymptote verticale d'abscisse P_l appelée « *pression limite* ». Elle correspond aux déformations plastiques du terrain. Et par convention elle est définie comme étant la pression nécessaire pour doubler le volume de la cavité.

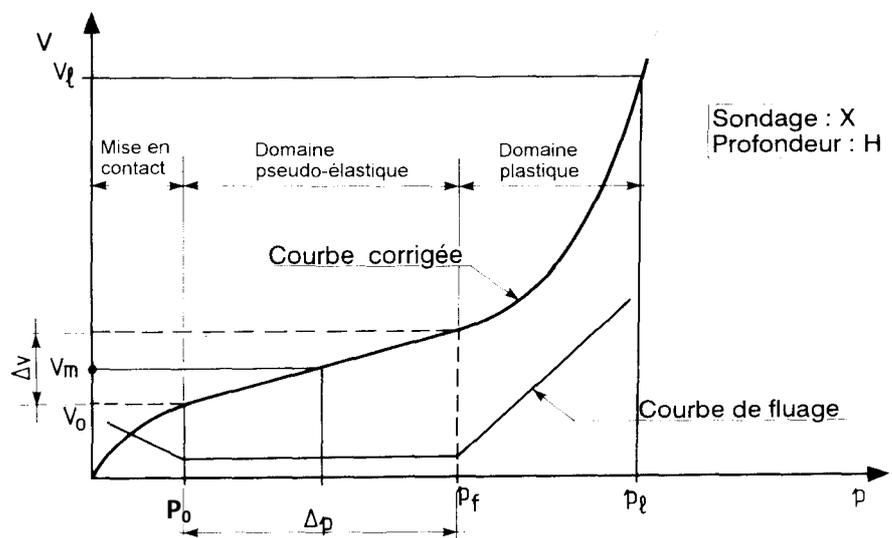


Figure II.3 : Résultats corrigés d'une courbe pressiométrique

Remarque :

La courbe de fluage traduit les variations de volume mesurées entre 30 et 60 secondes pour chaque palier de pression. Cette courbe a l'allure indiquée sur la **Figure II.13** et permet de définir *la pression de fluage*.

II.7. Présentation des résultats de l'essai :

La **Figure II.4** illustre la présentation des résultats d'un sondage pressiométrique. Chaque essai pressiométrique doit fournir les paramètres suivants :

- 1- module pressiométrique MENARD E_M
- 2- pression limite nette P_l .
- 3- pression de fluage nette P_f .
- 4- pression horizontale des terres au repos σ_{hs}

II.8. Exploitation des résultats de l'essai :

Les résultats de l'essai pressiométrique peuvent être exploités dans plusieurs calculs tels que :

- 1- La capacité portante des fondations superficielles.
- 2- La capacité portante des fondations profondes.
- 3- Le tassement des fondations superficielles.
- 4- Déformations des fondations profondes.

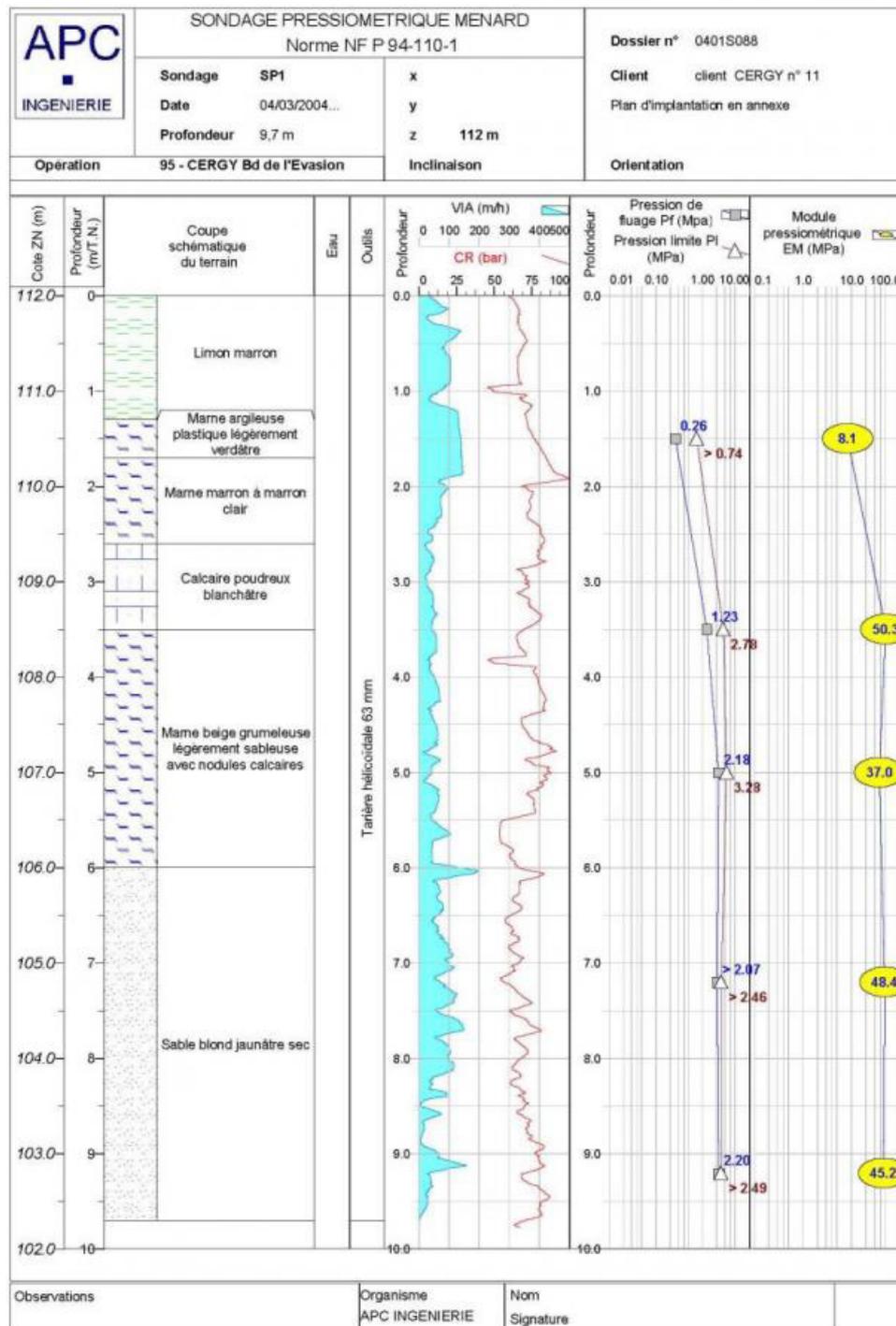


Figure II.4 : Forage pressiométrique

ANNEXE III

PRESENTATION DU CPT & CPTU [20, 22]

III.1. Généralités

L'essai au pénétromètre statique consiste à foncer verticalement dans le terrain, à vitesse lente et constante de 2cm/s, un train de tiges/tubes terminé à sa base par une pointe conique généralement de même diamètre que les tubes, permettant de mesurer la résistance des sols traversés (*Figure III-1*).

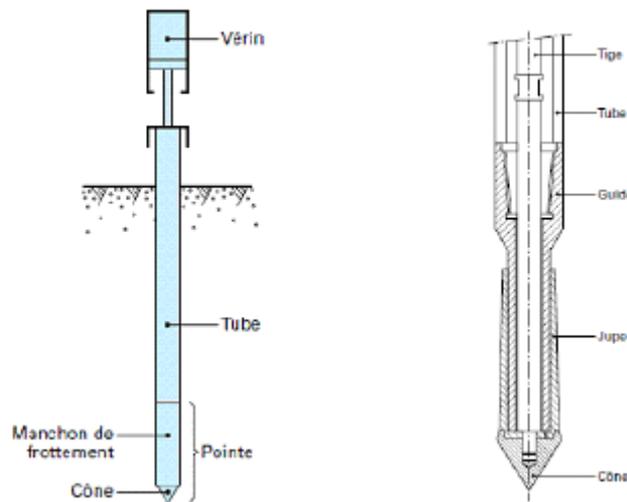


Figure III-1: Schéma du CPT et de sa pointe mécanique statique GOUDA

Certains CPT sont en outre équipés d'un manchon de frottement.

Le piézocône (CPTU) est un CPT dont la pointe est équipée d'un filtre permettant la mesure de la pression interstitielle dans le sol (*Figure III-2*).

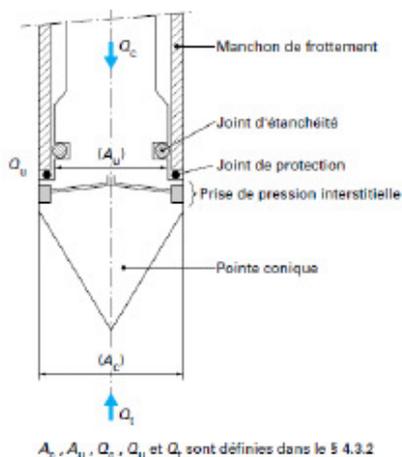


Figure III-2 : Schéma de principe et photographie d'un piézocône (Doc. GEOMIL)

III.2. Les différents cônes CPT

La photo ci-dessous (*Figure III-4*) montre quelques modèles de pointes. Plusieurs sections sont possibles comportant une partie conique surmontée d'une partie cylindrique. Il y a plusieurs diamètres de cône : 15 mm, 35,7 mm, 55 mm, ... mais seul le cône de $\varnothing 35.7$ mm (section droite de 10 cm^2) est normalisé (cône Gouda).



Figure III-3 : Photographie de cônes CPT (Doc. GEOMIL)

Il existe 3 types de pointes en fonction de leur géométrie :

- Les pointes à cône simple (type M4 selon la norme NF EN ISO 22476-12) ;
- Les pointes à cône à manchon (type M1) à ne pas confondre avec le manchon de frottement;
- Les pointes à cône à manchon et manchon de frottement (type M2).

En ce qui concerne la pointe Andina, le diamètre est de 80 mm (section droite de 50 cm^2) avec un angle au sommet de 90° (60° pour la pointe normalisée). Elle permet de mesurer le terme de pointe usuel mais aussi l'effort total et le frottement latéral sur un manchon situé au dessus de la pointe.

Lors de la rencontre de terrains compacts, une goupille se rompt libérant une pointe intérieure de diamètre 39 mm (section droite de 12 cm^2) qui, ainsi télescopée, permet de poursuivre l'essai. Le terme de pointe est alors obtenu par différence entre l'effort d'enfoncement et d'arrachement puisque le frottement latéral ne peut plus être mesuré.

III.2.1. Les cônes CPTU (\varnothing 35.7 mm)

Il existe deux types de pointes piézocône qui dépendent de la position du filtre. Si le filtre est sur la pointe du cône la position est dite « u_1 ». Si le filtre se trouve juste derrière la pointe du cône la position est dite « u_2 » (la plus commune) (*Figure III-4*).

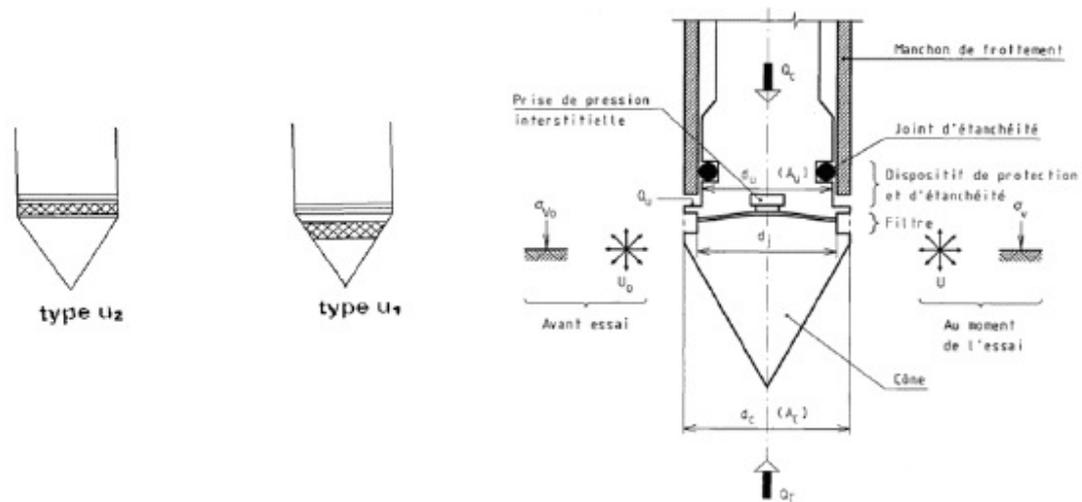


Figure III-4: Schéma des deux types de cônes CPTU et principe de l'extrémité d'une pointe

III.2.2. Autres cônes

- Le cône de conductivité : mesure de la conductivité (résistivité) électrique des sols, c'est une donnée utile en reconnaissance environnementale.
- Le cône thermique : mesure de la température dans le sol.
- Le cône sismique (SCPT) : mesure de la vitesse des ondes de cisaillement « V_s », il donne accès au module dynamique « G_{max} », il existe en version triaxial permettant de mesurer les ondes de compression « V_p ».
- Le pressiocône : combinaison des avantages du CPT et d'un pressiomètre (différent de la norme française).
- Le cône fluorescent : détermination de la présence et de la concentration d'hydrocarbures dans les sols.

III. 3 INTERPRETATION DES DONNEES

Les paramètres mesurés par les CPT sont :

- La profondeur « z » en « m »,
- L'effort total de pénétration noté « Q_t » en kN,
- L'effort s'exerçant sur la pointe ou sur le cône « Q_c » en kN,
- L'effort du frottement latéral sur le manchon « F_s » (noté également « Q_s » dans la norme NF P94-113) en kN,
- La pression interstitielle « u » en kPa (paramètre spécifique au CPTU). Ce paramètre « u » est mesuré en cours de fonçage ou lors d'un essai de dissipation (u en fonction du temps),

- L'inclinaison de la pointe (< 15%).

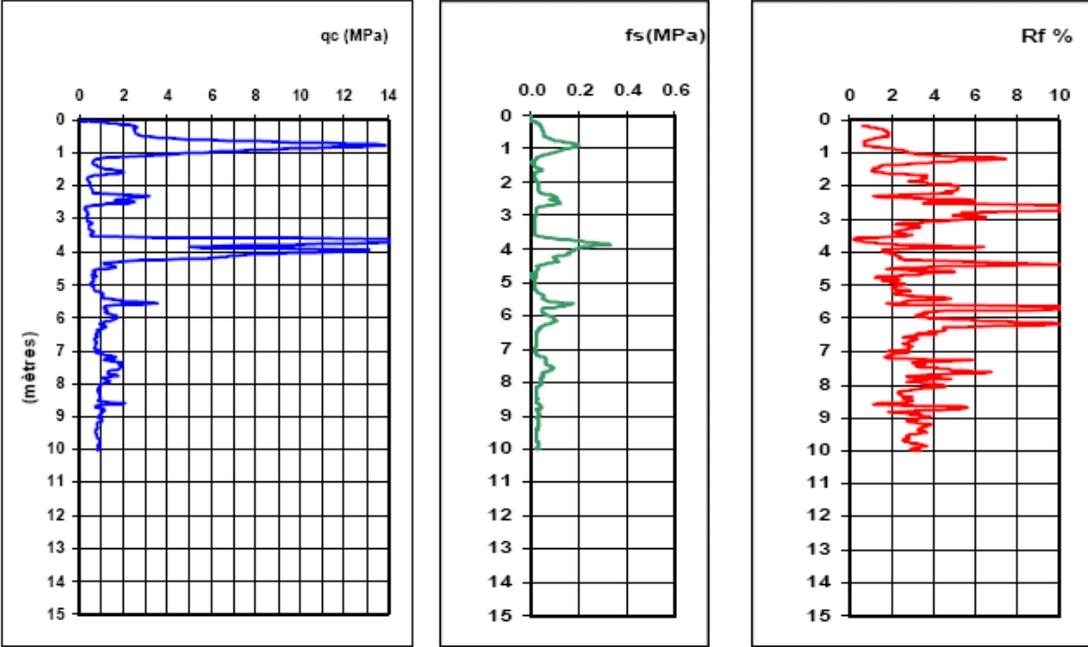


Figure III-5 : Exemple de pénétrogramme