

Université
de Liège



Comparaison de méthodes de dimensionnement de pieux sous charge axiale à partir de l'essai pressiométrique et de l'essai au pénétromètre.

Travail de fin d'études réalisé en vue de l'obtention du grade de
Master Ingénieur Civil des Constructions par Hautecler Jonathan

Promoteur : Frédéric COLLIN

Jury : Robert CHARLIER
Boyana MIHAYLOV
Geoffrey JASPAR

Université de Liège - Faculté des Sciences Appliquées

Année Académique 2013-2014

Remerciements

J'adresse tout d'abord mes remerciements les plus sincères à l'égard de M. le Professeur Frédéric Collin pour sa présence, sa disponibilité, son aide et ses conseils concernant ce travail, mais également pour la patience et la compréhension dont il a fait preuve tout au long de ces deux années de Master.

Je remercie également :

- toute l'équipe du département de géotechnique de l'université de Liège et plus particulièrement Monsieur Simon Delvoie pour son aide précieuse.
- le S.P.W (Service Public Wallon), représenté par Monsieur Geoffrey Jaspar, pour ses conseils et orientations.
- Messieurs Robert Charlier et Boyan Mihaylov, faisant partie intégrante de mon jury, pour leur disponibilité.
- L'A.E.E.S (Association Royale des Elèves des Ecoles Spéciales) pour l'ouverture d'esprit qu'elle m'a procuré, le challenge qu'elle m'a proposé et l'ensemble des amis que j'y retrouve.
- Mon ami, Monsieur Raphaël Schoonbroodt pour m'avoir accompagné durant cette épreuve par ses conseils et ses relectures.
- Mademoiselle Stéphanie Schroeder pour sa patience et son soutien au cours de ces derniers mois.
- Monsieur Maxime Rahier pour sa présence et disponibilité lors des pauses nécessaires et souvent nocturnes.

Enfin, je souhaite remercier du fond du coeur ma mère(merci pour la relecture de dernière minute) et mon père, qui m'ont toujours soutenu et m'ont permis d'entreprendre cette formation. Merci pour votre patience et la confiance que vous avez placé en moi.

Énoncé

Le but de ce travail de fin d'étude est d'entreprendre des recherches en vue de l'adaptation d'une directive belge pour le dimensionnement de pieux sous charge axiale à partir de résultats fournis par un essai de type pressiométrique.

Une recherche bibliographique est avant toute chose entreprise afin de rendre compte des connaissances actuelles concernant le dimensionnement de pieux, le pressiomètre et les pieux dans leur globalité.

C'est dans ce cadre que l'on constate qu'en Belgique, contrairement à la France notamment, le dimensionnement de pieux se base essentiellement sur des résultats fournis par des essais au pénétromètre. Ainsi, la directive pour l'application de l'*EuroCode 7* en Belgique (partie 1 : dimensionnement géotechnique à l'état limite ultime de pieux relatif aux ouvrages géotechniques) se base uniquement sur cet essai. Par ailleurs, la France a édité sa propre justification des ouvrages géotechniques (normes d'application nationale de l'*EuroCode 7*) qui, quant à elle, se base sur des essais au pénétromètre mais également au pressiomètre.

Une présentation des méthodes de dimensionnement de pieux dans le cadre de directives belge et française est ensuite réalisée. Le dimensionnement sur base du pénétromètre en Belgique étant bien rodé, il nous servira de base afin de réaliser des comparaisons, les sols en place et les méthodes de conception n'étant pas toujours semblables entre ces deux pays. Une collaboration avec le département géotechnique du *SPW* (Service Public Wallon) permettra d'orienter au mieux les comparaisons effectuées.

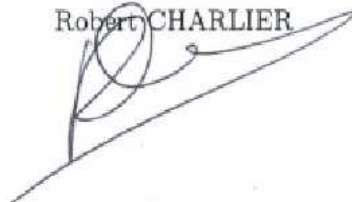
Le corps du travail comprend premièrement un dimensionnement au regard de la directive française sur le pressiomètre ainsi qu'un dimensionnement au regard de la directive belge sur le pénétromètre, tous deux réalisés à l'aide d'essais effectués sur un même site. Et deuxièmement, des comparaisons concernant les coefficients des deux directives.

Signatures :

Jonathan HAUTECLER



Robert CHARLIER



Frédéric COLLIN



Boyan MIHAYLOV



Geoffrey JASPAR



Résumé

Jonathan HAUTECLER

Année Académique 2013-2014

Mémoire réalisé dans le cadre de la 2^{ème} Master Ingénieur Civil des Constructions

Comparaison de méthodes de dimensionnement de pieux sous charge axiale à partir de l'essai pressiométrique et de l'essai au pénétromètre

L'objectif de ce travail est d'entreprendre des comparaisons entre des dimensionnements de pieux à partir de l'essai pressiométrique et à partir de l'essai au pénétromètre et ce, en vue de l'élaboration d'une directive belge concernant le dimensionnement sur base d'essai au pressiomètre.

Pour bien comprendre les dimensionnements ainsi que les comparaisons qui en découlent, une recherche bibliographique est effectuée dans le but de rendre compte des normes relatives aux différents essais.

C'est ainsi que dans un premier temps, les principes, l'exécution et l'interprétation des résultats fournis par les essais sont explicités.

Dans un second temps, les méthodes de dimensionnement, tant pour l'approche pressiométrique basée sur la norme française *NF P 94-262* (« Justification des ouvrages géotechniques. Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 : fondations profondes ») que pour la directive belge (« Directives pour l'application de l'EuroCode 7 en Belgique. Partie 1 : Dimensionnement géotechnique à l'état limite ultime de pieux sous charge axiale de compression »), sont détaillées.

Deux dimensionnements sont ensuite menés sur un site localisé à Awans près de Liège dans la Hesbaye. Ces dimensionnements sont pris comme références de base pour les comparaisons qui sont finalement effectuées.

Les comparaisons effectuées concernent l'influence du facteur de corrélation ainsi que l'influence des types de pieux vis-à-vis des deux approches. Une discussion concernant les types de sols pouvant être pris en compte dans le dimensionnement est également effectuée.

Abstract

Jonathan HAUTECLER

Academic year 2013-2014

Master Thesis executed during the second year of Master in Civil Engineering

Comparison of design methods for piles under axial load from the pressuremeter test and penetrometer test

The aim of this work is to establish comparisons between the design of piles from the pressuremeter test and from the penetrometer test in order to develop a Belgian design directive based on pressuremeter test.

To understand the designs and comparisons made thereunder, a literature search was conducted for the purpose of reporting standard for different tests.

Thus in a first step, the principles, implementation and interpretation of the results provided by the tests are explained.

In a second step, the design methods, both for the pressuremeter approach based on the French standard textit NF P 94-262 (« Justification des ouvrages géotechniques. Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 : fondations profondes ») and for the Belgian Directive (« Directives pour l'application de l'EuroCode 7 en Belgique. Partie 1 : Dimensionnement géotechnique à l'état limite ultime de pieux sous charge axiale de compression ») are detailed.

Two designs are then conducted in Awans located near Liège (Hesbaye site). These designs are taken as reference basis for the comparisons which are ultimately made.

The comparisons are related to the influence of the correlation factor and on the influence of pile type by the two approaches of design. A discussion of the types of soil that can be taken into account in the design is also conducted.

Table des matières

Table des matières	5
Liste des figures	7
Liste des tableaux	10
1 Introduction	14
1.1 La problématique des pieux	14
1.2 L'essai pressiométrique	17
1.2.1 Principe du pressiomètre Ménard	17
1.2.2 Exécution d'un essai	18
1.2.3 Interprétation des résultats	20
1.3 L'essai "Cone Penetration Test" (CPT)	24
1.3.1 Principe du CPT	24
1.3.2 Exécution d'un essai	25
1.3.3 Interprétation des résultats	27
1.4 Objectifs du travail	28
2 Détermination de la capacité portante en tête de pieu via l'essai au pénétromètre	30
2.1 Dimensionnement géotechnique à l'état limite sous charge axiale	30
2.1.1 Valeur de calcul de l'action	30
2.1.2 Valeur de la capacité portante	31
2.1.3 Facteur de conversion	33
2.2 Calcul de la résistance unitaire de rupture	33
2.2.1 La méthode L.G.M	34
2.2.2 La méthode de Meyerhof non-amendée	36
2.2.3 La méthode de Meyerhof amendée	38
2.2.4 La méthode R.I.G	40
3 Détermination de la capacité portante en tête de pieu via l'essai pressiométrique	46
3.1 Dimensionnement géotechnique à l'état limite sous charge axiale	46
3.1.1 Valeur de calcul de l'action	47
3.1.2 Valeur de la capacité portante	47
3.2 Calcul de la pression de rupture de terrain sous la base du pieu	49
3.2.1 Pression limite (de rupture) nette équivalente	49
3.2.2 Facteur de portance	52
3.3 Frottement axial unitaire limite	53
4 Comparaison d'un dimensionnement sur le site d'Awans, rue Noël Heine	54
4.1 Localisation du site	54
4.2 Contexte géologique de la région	56
4.3 Essais réalisés	56
4.4 Dimensionnement au pénétromètre	59
4.4.1 Calcul de la capacité portante R_c	59

4.4.2	Détermination de la capacité portante de calcul $R_{c,d}$	61
4.5	Dimensionnement au pressiomètre	62
4.5.1	Calcul de la capacité portante R_c	63
4.5.2	Détermination de la capacité portante de calcul $R_{c,d}$	65
4.6	Comparaison des dimensionnements	66
4.7	Dimensionnement du pieu en béton armé	69
5	Comparaison des approches de dimensionnement	71
5.1	Influence du facteur de corrélation	71
5.1.1	Caractéristiques des dimensionnements effectués	72
5.1.2	Résultats et interprétations	73
5.2	Types de pieux	81
5.2.1	Caractéristiques des dimensionnements effectués	81
5.2.2	Résultats et interprétations	82
5.3	Types de sols	85
6	Conclusions et perspectives	86
6.1	Conclusions	86
6.2	Perspectives	87
	Bibliographie	88
	Annexes	90
	Classe d'application de l'essai au pénétromètre	90
	Facteur de charge	92
	Facteur de conversion	93
	Facteur d'installation	94
	Diamètre équivalent de fût	95
	Facteur de réduction λ	96
	Facteur empirique $\eta_{p,i}^*$	97
	Facteur de modèle	98
	Facteurs de corrélation	99
	Facteurs partiels de sécurité	100
	Facteurs de modèle pressiomètre	101
	Facteurs de corrélation pressiomètre	102
	Facteurs partiel de sécurité pressiomètre	104
	Classes de pieux et types de sols par approche pressiométrique	105
	Facteur de portance maximum	107
	Facteur adimensionnel apparaissant dans l'établissement du frottement uni- taire axial	108
	Détermination des paramètres a , b et c apparaissant dans la fonction f_{sol}	109
	Carte géologique de la Belgique pour la zone Allier-Liège	110
	Résultats des trois essais CPT réalisés rue Noël Heine	111
	Résultats des trois essais pressiométrique réalisés rue Noël Heine	114

Liste des figures

1	Types de fondations	14
2	Courbe de chargement d'un pieu.	17
3	Principe de l'essai au pressiomètre, Figure issue de l'ISO 22476-4 [20].	18
4	Dispositif d'essai pressiométrique, Figure issue de l'ISO 22476-4 [20].	19
5	Paliers de mise en charge d'un essai pressiométrique, Figure issue de la norme NIT 115 [5].	20
6	Exemple de courbe pressiométrique directe et de fluage. Figure issue de la norme NIT 115 [5].	22
7	Exemple de courbe pressiométrique inverse. Figure issue de la norme NIT 115 [5].	23
8	Exemple de courbe pressiométrique par la méthode des volumes relatifs. Figure issue de la norme NIT 115 [5].	24
9	Types de pointes pénétrométriques. Figure issue de la norme ISO 22476-12 [19].	25
10	Dispositif d'essai CPT, Figure issue de la référence : [24].	26
11	Modèle de rupture par poinçonnement de jaky.	35
12	Modèle de calcul de la moyenne de la résistance de pointe pour la méthode Meyerhof non amendée.	37
13	Définition et exemple de différentes valeurs pour la méthode de Meyerhof amendée.	39
14	Modèle de comportement du sol en présence pour le calcul de l'angle de frottement apparent.	40
15	Définition de l'angle β , via modèle de rupture. Gauche : Cas d'une fondation n'ayant pas la profondeur d'encastrement nécessaire pour être considérée comme profonde (le modèle de rupture ne se développe pas entièrement). - Droite : Cas d'une fondation profonde (modèle de rupture entièrement développé).	41
16	Domaine d'analyse pour une fondation superficielle dans le cadre d'une approche par pressiomètre.	50
17	Domaine d'analyse pour une fondation profonde dans le cadre d'une approche par pressiomètre.	52
18	Localisation générale du site (source : <i>GoogleEarth</i>).	55
19	Zoom sur la situation	55
20	Représentation des trois essais CPT - Résistance de pointe en fonction de la profondeur. Gauche : essai 1. - Milieu : essai 2. - Droite : essai 3.	57
21	Représentation des trois essais CPT - Résistance totale de frottement en fonction de la profondeur. Gauche : essai 1. - Milieu : essai 2. - Droite : essai 3.	57
22	Représentation des trois essais pressiométriques - Pression limite nette (échelle logarithmique) en fonction de la profondeur. Gauche : essai 1. - Milieu : essai 2. - Droite : essai 3.	58
23	Résistance de pointe et résistance unitaire de rupture en fonction de la profondeur de fondation. Gauche : essai 1. - Milieu : essai 2. - Droite : essai 3.	60
24	Évolution de la résistance de calcul en fonction de la profondeur de fondation.	62

25	Pression de rupture du terrain en fonction de la profondeur de fondation. Gauche : essai 1. - Milieu : essai 2. - Droite : essai 3.	63
26	Évolution du frottement unitaire axial en fonction de la profondeur de fondation. Gauche : essai 1. - Milieu : essai 2. - Droite : essai 3.	64
27	Évolution de la résistance de calcul en fonction de la profondeur.	66
28	Comparaison des résistances moyennes de pointe, de frottement et totales sans application de coefficients. Gauche : cas d'une approche au pénétromètre - Droite : cas d'une approche au pressiomètre	68
29	Comparaison des résistances minimum de pointe, de frottement et totales sans application de coefficients. Gauche : cas d'une approche au pénétromètre - Droite : cas d'une approche au pressiomètre	69
30	Comparaison des résistances de calcul en fonction de la profondeur de fondation entre les résultats de base (trois essais disponibles et où $\chi_{moyen} = 1,33$ et $\chi_{min} = 1,23$) et les résultats relatifs à un essai (où $\chi_{moyen} = \chi_{min} = 1,4$). Gauche : cas d'une approche au pressiomètre relative à l'essai 1 - Droite : cas d'une approche au pressiomètre relative à l'essai 2 - Dessous : cas d'une approche au pressiomètre relative à l'essai 3	74
31	Résistance de calcul en fonction de la profondeur de fondation (avec $\chi_{moyen} = \chi_{min} = 1,4$). Gauche : cas d'une approche au pressiomètre relative à l'essai 1 avec $D = 0,69m$ - Droite : cas d'une approche au pressiomètre relative à l'essai 2 avec $D = 0,78m$ - Dessous : cas d'une approche au pressiomètre relative à l'essai 3 avec $D = 0,81m$	77
32	Comparaison des résistances de calcul en fonction de la profondeur de fondation entre les résultats de base (trois essais disponibles, $\chi_{moyen} = 1,33$ et $\chi_{min} = 1,23$) et les résultats relatifs à un essai ($\chi_{moyen} = \chi_{min} = 1,08$). Gauche : cas d'une approche au pressiomètre relative à l'essai 1 - Droite : cas d'une approche au pressiomètre relative à l'essai 2 - Dessous : cas d'une approche au pressiomètre relative à l'essai 3	78
33	Résistance de calcul en fonction de la profondeur de fondation (avec $\chi_{moyen} = \chi_{min} = 1,08$ pour les pressiomètres). haut gauche : cas d'une approche au pressiomètre relative à l'essai 1 avec $D = 0,6m$ - Haut droite : cas d'une approche au pressiomètre relative à l'essai 2 avec $D = 0,67m$ - Bas gauche : cas d'une approche au pressiomètre relative à l'essai 3 avec $D = 0,695m$ - Bas droite : cas d'une approche au CPT relative aux trois essais disponibles avec $D = 0,645m$	81
34	Comparaison des résistances de calcul en fonction de la profondeur de fondation. Gauche : cas d'une approche au pénétromètre $D = 1,15m$ (pieu de catégorie 3 avec boue bentonitique). - Droite : cas d'une approche au pressiomètre $D = 1,15m$ (pieu de classe 1, catégorie 2).	83
35	Comparaison des résistances de calcul en fonction de la profondeur de fondation . Gauche : cas d'une approche au pénétromètre $D = 1,15m$ (pieu de catégorie 3 avec boue bentonitique). - Droite : cas d'une approche au pressiomètre $D = 1,15m$ mais avec $\chi_{moyen} = \chi_{min} = 1,08$ (pieu de classe 1, catégorie 2).	83
36	Comparaison des résistances de calcul en fonction de la profondeur de fondation. Gauche : cas d'une approche au pénétromètre $D = 0,93m$ (pieu de catégorie 3 avec boue bentonitique). - Droite : cas d'une approche au pressiomètre $D = 1,3m$ (pieu de classe 1, catégorie 2).	84

37	Détermination du diamètre équivalent de fût, texte issu de la directive [3]	95
38	Détermination du facteur de réduction, texte issu de la directive [3]	96
39	Détermination du facteur de corrélation, texte issu de la norme [6]	103
40	Carte géologique de la Belgique pour la zone Allier-Liège, carte fournie par la bibliothèque des sciences et techniques de l'Université de Liège section des sciences de la terre.	110
41	Résultats de l'essai CPT numéro 1.	111
42	Résultats de l'essai CPT numéro 2.	112
43	Résultats de l'essai CPT numéro 3.	113
44	Résultats de l'essai pressiométrique numéro 1.	114
45	Résultats de l'essai pressiométrique numéro 2.	115
46	Résultats de l'essai pressiométrique numéro 3.	116

Liste des tableaux

1	Tableau récapitulatif des caractéristiques de différents types de pieux. . .	16
2	Types d'essais de pénétration statique au cône, selon la norme ISO 22476-12 [19].	26
3	Types d'essais de pénétration statique au cône, selon la norme ISO 22476-1 [18].	27
4	Contexte géologique global du site.	56
5	Contexte géologique du site étudié.	59
6	Comparaison caractéristique des pieux issus du dimensionnement. . . .	67
7	Comparaison des coefficients utilisés dans le cadre des deux dimensionnements.	67
8	Détermination du coefficient de corrélation χ_3	72
9	Détermination du coefficient de corrélation χ_4	72
10	Détermination des coefficients de corrélation χ'_3 et χ'_4	72
11	Profondeur de fondation pour des dimensionnements réalisés à partir de différents essais (cas 1).	75
12	Différences en pourcentage entre le volume de pieu déterminé à partir des différents essais et le volume fourni pour l'essai de base dans le cadre d'une hypothèse de diamètre constant (cas 1).	75
13	Diamètres de fondation pour des dimensionnements réalisés à partir des différents essais (cas 1).	76
14	Différences en pourcentage entre le volume de pieu déterminé à partir des différents essais et le volume fourni pour l'essai de base dans le cadre d'une hypothèse de profondeur de fondation constante(cas 1).	76
15	Profondeur de fondation pour des dimensionnements réalisés à partir de différents essais (cas2).	79
16	Différences en pourcentage entre le volume de pieu déterminé à partir des différents essais et le volume fourni pour l'essai de base dans le cadre d'une hypothèse de diamètre constant (cas 2).	79
17	Diamètres de fondation pour des dimensionnements réalisés à partir des différents essais (cas 2).	80
18	Différences en pourcentage entre le volume de pieu déterminé à partir des différents essais et le volume fourni pour l'essai de base dans le cadre d'une hypothèse de profondeur de fondation constante (cas 2).	80
19	Comparaison des sols considérés par les deux approches.	82
20	Comparaison des sols considérés par les deux approches.	84
21	Comparaison des sols considérés par les deux approches.	85
22	Classes d'applications du CPT à pointe électrique ou au piézocône, tableau issu de la norme ISO 22476-1 [18]	90
23	Classes d'applications du CPT à pointe mécanique, tableau issu de la norme ISO 22476-12 [19]	91
24	Facteur de charge γ_F , tableau issu de la directive [3]	92
25	Facteur de conversion ω , tableau issu de la directive [3]	93
26	Facteurs d'installation, tableau issu de la directive [3]	94
27	Détermination du facteur empirique, tableau issu de la directive [3] . . .	97
28	Détermination du facteur de modèle, tableau issu de la directive [3] . . .	98
29	Détermination des facteurs de corrélation, tableau issu de la directive [3]	99

30	Détermination des facteurs partiels de sécurité, tableau issu de la directive [3]	100
31	Détermination du facteur de modèle, tableau issu de la norme [6]	101
32	Détermination du facteur de corrélation, tableau issu de la norme [6]	102
33	Détermination des facteurs partiels de sécurité (cas des situations durables), tableau issu de la norme [6]	104
34	Détermination des facteurs partiels de sécurité (cas des situations accidentelles), tableau issu de la norme [6]	104
35	Classes et catégories de pieux, tableau issu de la norme [6]	105
36	Classes et catégories de pieux, tableau issu de la norme [6]	106
37	Facteur de portance maximum, tableau issu de la norme [6]	107
38	Facteur $\alpha_{\text{pieu-sol}}$, tableau issu de la norme [6]	108
39	Détermination des paramètres a , b et c apparaissant dans f_{sol} , tableau issu de la norme [6]	109

Liste des symboles

- $\alpha_b[-]$ Facteur d'installation prenant en compte la méthode d'installation dans un sol particulier, page 31.
- $\alpha_{\text{pieu-sol}}[-]$ Facteur adimensionnel apparaissant dans l'établissement du frottement unitaire axial, page 53.
- $\alpha_{s,i}[-]$ Facteur d'installation empirique qui rend compte pour une couche i de la méthode d'installation et de la rugosité du fût, page 32.
- $\beta[-]$ Facteur d'installation prenant en compte la méthode d'installation dans un sol particulier, page 31.
- $\beta[\text{rad}]$ Angle fictif intervenant dans la prise en compte de la hauteur critique, page 41.
- $\beta_c[\text{rad}]$ Valeur de l'angle β pour le cône de diamètre d , page 42.
- $\beta_p[\text{rad}]$ Valeur de l'angle β pour le cône de diamètre D , page 42.
- $\chi_3[-]$ Facteur de corrélation, page 32.
- $\chi_4[-]$ Facteur de corrélation, page 32.
- $\chi_s[m]$ Périmètre du fût du pieu, page 32.
- $\chi_{\text{min}}[-]$ Facteur de corrélation, page 48.
- $\chi_{\text{moyen}}[-]$ Facteur de corrélation, page 48.
- $\gamma_b[-]$ Facteur de sécurité agissant sur la résistance totale de pointe caractéristique, page 33.
- $\gamma_C[-]$ Coefficient partiel de sécurité relatif au béton, page 70.
- $\gamma_F[-]$ Facteur sécuritaire de charge, page 31.
- $\gamma_s[-]$ Facteur de sécurité agissant sur la résistance totale de frottement caractéristique, page 33.
- $\gamma_t[-]$ Facteur de sécurité agissant sur la résistance total caractéristique, page 33.
- $\gamma_{Rd}[-]$ Facteur de modèle, page 32.
- $\lambda[-]$ Facteur de réduction prenant en compte la décompression du sol autour du fût, page 31.
- $\omega[-]$ Facteur conversion pour le CPT, page 33.
- $\phi'[\circ]$ Angle de frottement apparent, page 40.
- $\sigma_p[\text{MPa}]$ Contrainte naturelle du sol en place, page 40.
- $\sigma_{b,j}[\text{MPa}]$ Contrainte effective du sol à une profondeur donnée, page 43.
- $A_b[\text{m}^2]$ Surface de base du pieu, page 31.
- $b[m]$ Largeur d'une semelle filante, page 41.
- $D[m]$ Diamètre de la base du pieu, page 30.
- $d[m]$ Diamètre de la pointe du pénétromètre, page 30.

- $D_e[m]$ Profondeur d'encastrement d'un pieu, page 49.
- $D_{ef}[m]$ Hauteur d'encastrement effective d'une fondation, page 52.
- $F_{c,d}[kN]$ Valeur de calcul de la charge axiale en compression sur la fondation, page 70.
- $f_{cd}[MPa]$ Résistance caractéristique en compression du béton, page 70.
- $f_{cd}[MPa]$ Résistance de calcul en compression du béton, page 70.
- $h_{crit}[m]$ Profondeur à partir de laquelle une fondation est considérée comme profonde, page 41.
- $k_p[-]$ Facteur de portance, page 49.
- $k_{p,max}[-]$ Facteur de portance maximum, page 53.
- $p_{le}^*[bar]$ Pression limite nette équivalente, page 51.
- $p_l^*(z)[bar]$ Profil des pressions limites nettes, page 51.
- $q_b[MPa]$ Résistance unitaire de rupture en base du pieu de diamètre D , page 34.
- $q_c[MPa]$ Résistance de pointe mesurée au pénétromètre de diamètre d , page 34.
- $q_{b,j+1}[MPa]$ Valeur de résistance unitaire de rupture pour un calcul de type descendant, page 44.
- $q_{b,j+1}^m[MPa]$ Valeur de résistance unitaire de rupture finale homogénéisée dans le cadre d'une méthode R.I.G, page 44.
- $q_{b,k+1}[MPa]$ Valeur de résistance unitaire de rupture pour un calcul de type montant, page 44.
- $q_b^{(1)}[MPa]$ Résistance unitaire de rupture à profondeur donnée pour un sol considéré entièrement homogène, page 43.
- $q_{c,m,i}[MPa]$ Valeur de la résistance moyenne au cône sur la couche i , page 32.
- $q_{s,i}[MPa]$ Frottement unitaire de la couche i sur le fût, page 32.
- $R_b[kN]$ Résistance limite de pointe d'une fondation profonde, page 17.
- $R_c[kN]$ Résistance limite en compression d'une fondation profonde, page 17.
- $R_s[kN]$ Résistance limite de frottement d'une fondation profonde, page 17.
- $R_{c,cal}[kN]$ Capacité portante calibrée, page 32.
- $R_{c,d}[kN]$ Valeur de calcul de la capacité portante dans le cas de pieux en compression, page 30.
- $R_{c,k}[kN]$ Valeur caractéristique de la capacité portante, page 33.
- $S[m^2]$ Surface de reconnaissance géotechnique pour des essais (au pressiomètre dans notre cas), page 65.
- $S_{ref}[m^2]$ Surface de référence de reconnaissance géotechnique pour des essais (au pressiomètre dans notre cas), pris égal $2500m^2$ selon l'annexe L, page 65.

1 Introduction

1.1 La problématique des pieux

Lorsque le terrain sur lequel repose une fondation est de mauvaise qualité et qu'il ne peut résister aux efforts qui lui sont transmis, impliquant soit une rupture du sol en place ou un tassement trop important, il arrive de devoir avoir recours à d'autres systèmes de fondation que celle dite « superficielle », voir figure 1.

Le but est donc d'utiliser des fondations qui iront chercher en profondeur des sols tels que leurs caractéristiques permettent de résister (que cela soit en pointe de pieu ou par frottement latéral) aux charges qui leur sont communiquées. Ces fondations sont appelées fondations **profondes** ou **semi-profondes**.

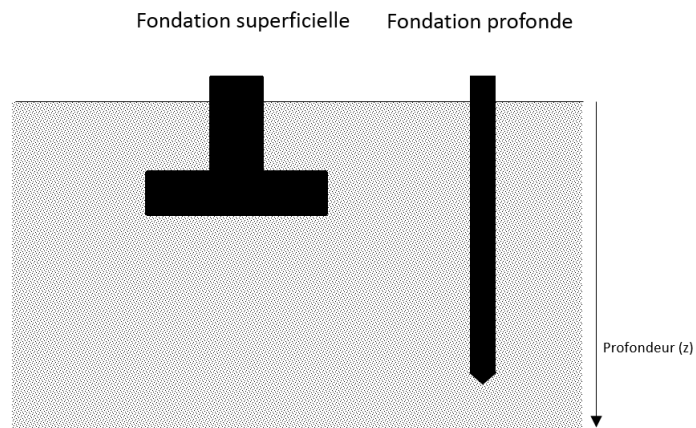


FIGURE 1 – Types de fondations

Il existe différents types de fondations profondes. Elles sont généralement classées en deux catégories [8] :

- Les pieux préfabriqués,
- Les pieux coulés en place.

Dans ces deux catégories, nous retrouvons bon nombre de types de pieux/techniques d'installation. Ci-dessous, une liste non exhaustive de différents pieux/méthodes utilisé(e)s à l'heure actuelle.

Les pieux vibrés

La tête du pieu (préfabriqué) est vibrée, de façon à provoquer son enfoncement dans le sol en place. L'enfoncement du pieu est directement fonction des caractéristiques du sol ; la pénétration du pieu sera d'autant plus aisée que le sol possède une faible densité (par exemple des sables). Dans le cas contraire, la technique est peu adaptée. Notons que, pour résister aux phénomènes de vibrations, le pieu est généralement métallique. Un inconvénient de ces pieux sont les nuisances introduites dans le voisinage par les vibrations.

Les pieux excavés

Le sol en place est excavé et le pieu est ensuite placé. L'excavation est ensuite rebouchée. Cela indique que le sol remis en place autour du pieu n'est pas stabilisé à sa contrainte naturelle, et donc peu stable. Ce type de pieux ne peut donc pas reprendre de charges importantes.

Les pieux forés

Un forage est réalisé jusqu'à une profondeur déterminée. La tête de forage est ensuite retirée progressivement. Enfin, on injecte du béton, armé ou non, le pieu est donc construit in situ. Les têtes de forage ne pouvant pas être de diamètre très important, le diamètre de ces pieux et donc de leur résistance est limité (les plus gros diamètres de pieux forés font environ 1,2m).

Les pieux battus

Les pieux battus sont préfabriqués et prêts à l'emploi. L'enfoncement est garanti grâce à plusieurs séries de chocs appliqués en tête de pieu. Cette méthode produit donc des nuisances sonores.

Les pieux vissés

La pointe du pieu de forme hélicoïdale permet au pieu de s'enfoncer dans le sol. Le principe est le même que pour un forage hormis que dans ce cas-ci le pieu remplace directement la tête de forage. En pénétrant le sol, le pieu produit un refoulement de sol en surface. L'enfoncement est limité par d'éventuelles hétérogénéités que le pieu ne peut refouler.

Les pieux hydrauliques

Le pieu est enfoncé grâce à la puissance de vérins hydrauliques. Le système nécessite un point fixe (un camion par exemple), sur lequel les vérins peuvent s'appuyer afin d'enfoncer le pieu. Il s'agit d'une méthode plus récente qui est discrète et ne produit pas de vibrations excessives.

	Dimensions types [m]	Types de sol	Avantages/inconvénients
Les pieux vibrés	Jusque 800mm	Attention à l'adhérence du fût	Rapide, économique, facilités pour réaliser des bases sur-élargies
Les pieux excavés	/	/	Faibles charges et faible profondeur
Les pieux forés	Min 500mm	Tous	Aucune nuisances sonores, utilisable pour de grandes profondeurs
Les pieux battus	Maximum 800mm environ	Sols relativement homogènes (1 – 10MPa en résistance de pointe)	Bruit, vaste domaine d'application
Les pieux vissés	Jusqu'à 810mm	Sol peu dense	Limité en charge car il ne peut pas toujours atteindre des profondeurs suffisantes (limitations au niveau du refus)
Les pieux hydrauliques	/	Tous	Charge importante peut

TABLE 1 – Tableau récapitulatif des caractéristiques de différents types de pieux.

La problématique des pieux est directement liée aux caractéristiques du sol en place. L'étude de ces sols permet d'obtenir la capacité portante des pieux. Ces études sont menées via différents types d'essais. On parle d'essais au **pénétromètre** et au **pressiomètre** réalisés « in situ » ou bien d'analyse des propriétés du sol en laboratoire. Notons également qu' « il est possible de déterminer la capacité limite d'un pieu via des formules dynamiques issues des essais de battage ou encore via des formules statiques basées sur la théorie des fondations superficielles » [8] mais aussi via un essai de chargements, qui sont des vérifications à posteriori.

Le fonctionnement de ces deux types d'essais « in situ » seront détaillés, pour le pénétromètre « CPT » au point 1.3 et pour le pressiomètre, au point 1.2. Au niveau du déroulement, dans les deux cas, un ou plusieurs essais sont réalisés afin de déterminer et moyenner de façon correcte les caractéristiques du sol près de l'emplacement futur du pieu.

Le comportement des pieux installés est fonction de la méthode d'installation, de son mode de chargement, de ses caractéristiques géométriques et des propriétés du sol.

Lorsque l'on applique progressivement une charge en tête d'un pieu isolé, on constate un enfoncement progressif de la fondation dans le sol. En traçant la courbe de chargement visible à la figure 2, on constate qu'au delà d'une certaine charge appliquée, la fondation s'enfonce rapidement dans le sol pour chaque incrément de charge. Cette

charge est appelée **résistance limite à la compression ou portance limite de la fondation profonde**, est notée R_c , et est définie conventionnellement comme étant l'effort appliqué en tête de pieu produisant un déplacement en tête égal à la plus grande des deux valeurs suivantes [11] :

- $0,1 \times \text{diamètre du pieu}$;
- 20mm

Cette résistance limite totale peut être séparée en deux composantes qui sont la résistance limite de pointe R_b et la résistance au frottement latéral R_s . Notons par ailleurs que la résistance de frottement axiale pour une profondeur donnée croît progressivement avec le déplacement.

On note donc de façon générale que la capacité portante d'un pieu est définie comme suit :

$$R_c = R_b + R_s \quad (1)$$

où

- R_c est la résistance totale du pieu en $[kN]$;
- R_b est la résistance de pointe du pieu en $[kN]$;
- R_s est la résistance de frottement latéral du pieu en $[kN]$;

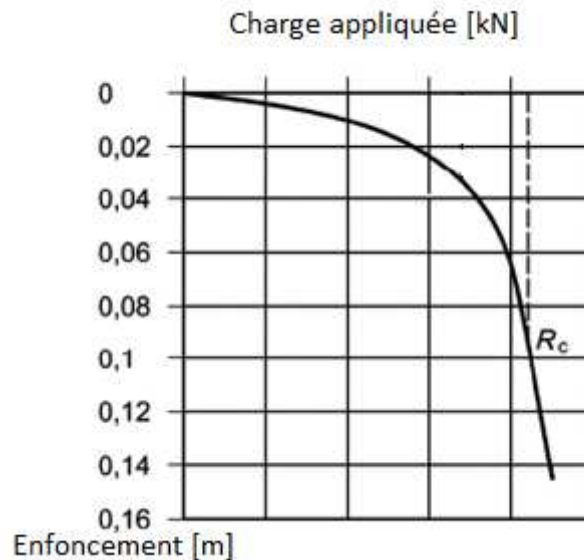


FIGURE 2 – Courbe de chargement d'un pieu.

1.2 L'essai pressiométrique

1.2.1 Principe du pressiomètre Ménard

L'essai au pressiomètre Ménard consiste en la déformation axiale d'une cellule placée dans le sol, voir figure 3. On injecte un volume de liquide dans la cellule, ce qui la fait gonfler. La cellule gonflée entre en contact avec le sol en place et provoque sa

déformation. On mesure la pression appliquée et l'expansion de volume correspondant. Les résultats sont enregistrés et on obtient la relation contrainte-déformation du sol testé.

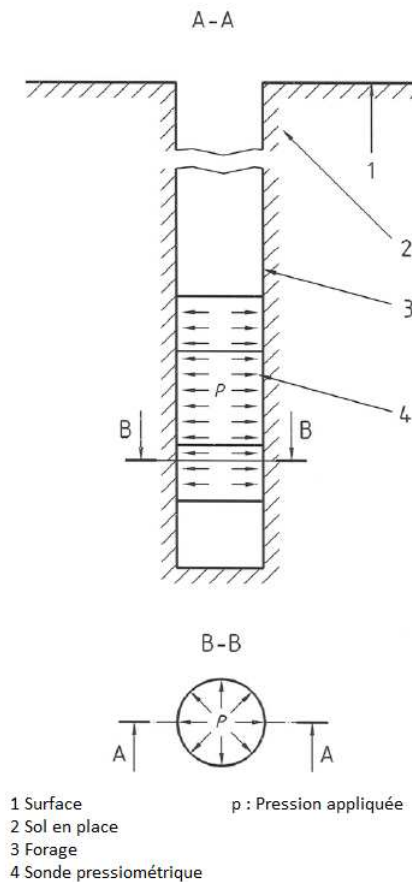


FIGURE 3 – Principe de l'essai au pressiomètre, Figure issue de l'ISO 22476-4 [20].

Le pressiomètre est composé de deux éléments principaux :

- Une sonde de mesure tri-cellulaire, composée d'une cellule de mesure centrale entourée de deux cellules de garde ;
- Un contrôleur de pression-volume qui mesure le volume d'eau injecté.

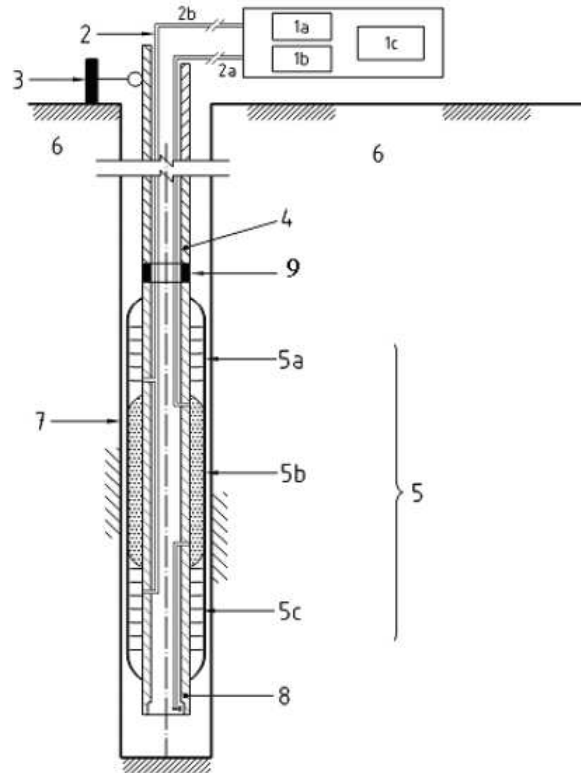
Les types de sondes et d'appareillages dépendent de la nature du terrain où l'essai est exécuté. La sonde peut être descendue via un forage, mais il existe également des sondes auto foreuses ou battues. Les conditions de mise en place de la sonde influent directement l'interprétation que l'on peut faire des résultats

1.2.2 Exécution d'un essai

Un dispositif pressiométrique est représenté à la figure 4.

La procédure de test est la suivante :

- Assemblage des différents composants, en prenant soin de purger le système ;



- | | |
|---------------------------------------|------------------------------------|
| 1 : Contrôleur de pression-volume | 1 a : Dispositif de pressurisation |
| 2 : Tubes d'injection | 1 b : Dispositif de mesure |
| 3 : Mesure de profondeur | 1 c : Enregistrement des données |
| 4 : Tiges | 2 a : Injection du liquide |
| 5 : Sonde pressiométrique | 2 b : Injection du gaz |
| 6 : Sol | 5 a & c : Cellules de garde |
| 7 : Poche de mesure pressiométrique | 5 b : Cellule de mesure |
| 8 : Corp creux de la sonde | |
| 9 : Raccord entre la tige et la sonde | |

FIGURE 4 – Dispositif d'essai pressiométrique, Figure issue de l'ISO 22476-4 [20].

- Calibrage de l'appareil, à effectuer selon les recommandations de l'annexe B de la norme ISO 22476-4 [20] ;
- Réalisation du forage et mise en place de la sonde ;
- Initialisation des données du test (type de sonde, élévation de l'essai,..) ;
- Mise en place du programme de mise en charge (paliers de pression en fonction du temps) ;
- Fixer la pression en fonction de la profondeur de test et du type de sonde ;
- Lancement de l'expansion de la sonde ;
- Enregistrement des mesures ;
- Fin du test.

Le programme de mise en charge est défini comme suit pour une profondeur donnée (généralement on reproduit l'essai tous les mètres), voir figure 5 :

- Paliers de pression valant environ un dixième de la pression limite (pression pour laquelle le sol a une déformation théorique infinie) présumée ;
- On maintient cette pression durant un intervalle de temps, généralement 60 ou

- 120 secondes ;
- On mesure les variations de volume à 30 ou 60 secondes selon la durée des paliers et on obtient les valeurs V_{30} ou V_{60} .

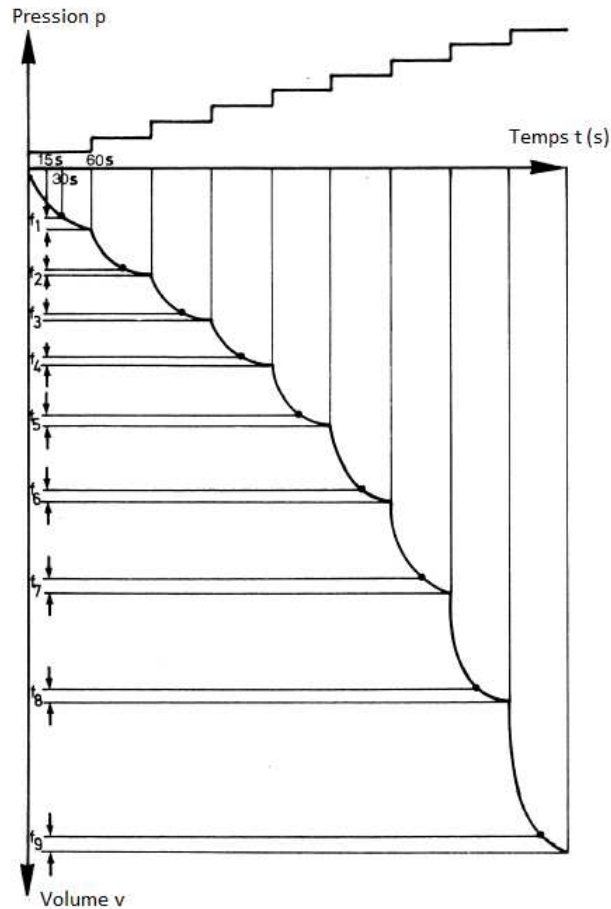


FIGURE 5 – Paliers de mise en charge d'un essai pressiométrique, Figure issue de la norme NIT 115 [5].

1.2.3 Interprétation des résultats

L'interprétation de l'essai pressiométrique peut se faire de différentes façons. Néanmoins, peu importe la méthode, les résultats se recoupent entre eux.

Avant de reporter les valeurs mesurées lors de l'essai dans des graphiques en vue d'une interprétation, il faut corriger les valeurs brutes obtenues. Pour un essai pressiométrique normal (où l'on travaille en pressions effectives), la pression corrigée équivaut à [5] :

$$p = p_m - q_i(v) - q_p z$$

où

- p_m est la pression mesurée(brute) ;

- $q_i(v)$ est la correction tenant compte de l'inertie de la membrane ;
- q_{pz} est la correction piézométrique égale à la différence de niveau entre la nappe et le contrôleur pression-volume.

On a également :

$$v = v_m$$

Il existe trois types de représentation des résultats qui seront chacun explicités par la suite :

- La courbe pressiométrique directe ;
- La courbe pressiométrique inverse ;
- La méthode des volumes relatifs.

Pour chacune de ces représentations, on constate trois types de comportement bien distincts :

- Une re-compaction du terrain à la suite d'une détente apparue lors du forage ;
- Un comportement quasi linéaire pseudo-élastique ;
- Une plastification qui entraîne la « ruine » du sol en place.

Courbe pressiométrique directe

Cette courbe fournit le volume (V_{60} ou V_{120}) en fonction de la pression corrigée p .

Elle est généralement accompagnée d'une courbe de « fluage ». La courbe de fluage fournit la différence de volume pour chaque pallier ($V_{60} - V_{30}$ par exemple), en fonction de la pression corrigée. Ces deux types de courbes sont visibles à la figure 6.

Cela nous permet de définir les points et valeurs suivants, selon [5] :

- p_0 est la pression naturelle du terrain (valeurs à atteindre lors de la recompaction) ;
- p_f est la pression de fluage (première plastification), la phase pseudo-élastique étant comprise entre p_0 et p_f ;
- p_l est la pression limite, en théorie cette pression est responsable d'une déformation infinie du sol en place, en pratique nous nous bornerons à prendre une pression telle que le volume initial de la sonde est doublé ;
- E est le module pressiométrique. Il correspond à la pente de la phase pseudo-élastique et définit tel que :

$$E = K \frac{\Delta p}{\Delta V}$$

$$\text{où } K = 2 * (1 + \nu) * (v + v_s)$$

avec v le volume injecté dans la sonde, v_s le volume de la sonde non gonflée et $\nu = 1/3$.

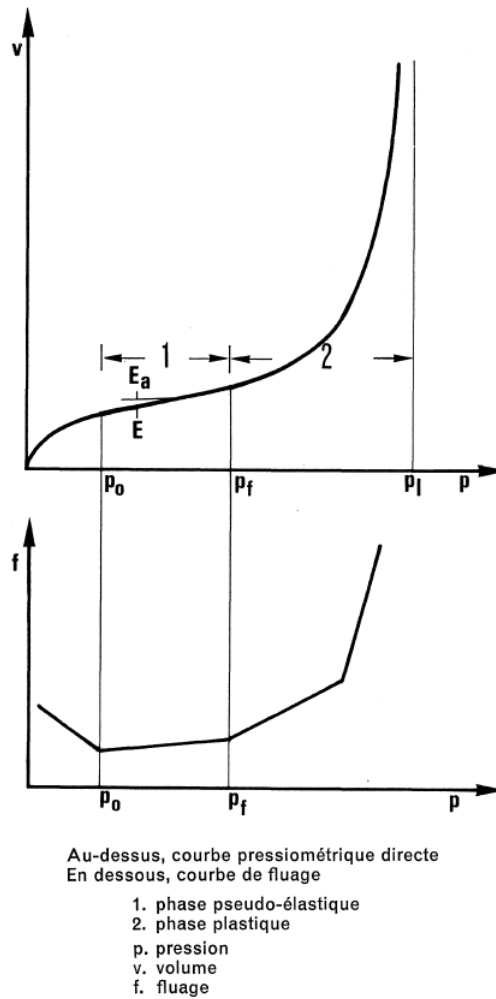


FIGURE 6 – Exemple de courbe pressiométrique directe et de fluage. Figure issue de la norme NIT 115 [5].

Courbe pressiométrique inverse

Cette courbe fournit l'inverse du volume ($1/V_{60}$ ou $1/V_{120}$) en fonction de la pression corrigée p , voir figure 7.

On constate les mêmes comportements que pour la courbe directe, c'est-à-dire : une phase de recomptage (jusque p_0), une phase pseudo-élastique (entre p_0 et p_f) et une phase plastique (entre p_f et p_l).

Le module pressiométrique E peut être déterminé via la surface du rectangle visible en figure 7, pour autant que le volume initial de la sonde (volume injecté dans la sonde pour assurer uniquement le contact avec la paroi) ne soit pas trop élevé (le seuil correspond à $v_0 = 200\text{cm}^3$).

L'aire de ce rectangle est égale à E/K et il est tracé en considérant l'abscisse du point milieu du segment AB, que l'on nommera p' ainsi que son ordonnée et le point correspondant à l'intersection du segment linéaire AB (phase pseudo-élastique) prolongé, avec l'axe des abscisses, nommé p_{le} .

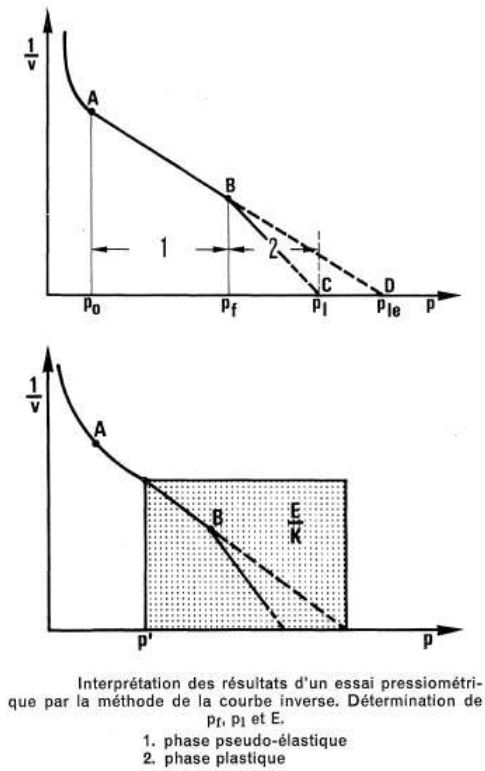


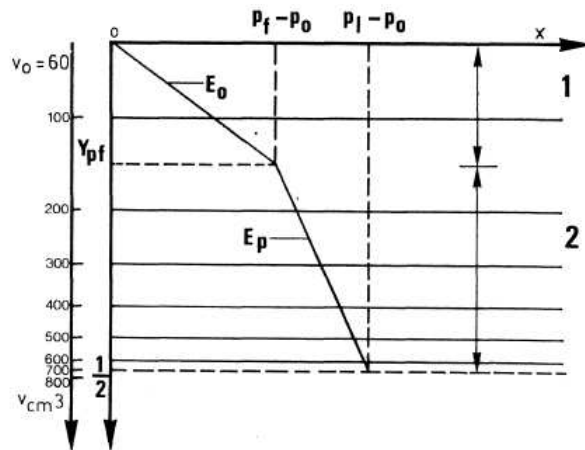
FIGURE 7 – Exemple de courbe pressiométrique inverse. Figure issue de la norme NIT 115 [5].

Méthode des volumes relatifs

Pour cette méthode, la courbe pressiométrique est représentée dans un nouveau référentiel. Le système d'axes ici utilisé est le suivant :

$$\begin{cases} x = p - p_0 \\ y = \frac{v-v_0}{v_s+v} \end{cases}$$

La figure 8 comporte deux segments de droite, dont l'un correspond à la phase pseudo-élastique et l'autre à la phase de plastification. La pression limite est obtenue via l'intersection du segment de droite avec la droite horizontale $y = 1/2$



Interprétation des résultats d'un essai pressiométrique par la méthode des volumes relatifs.

1. phase pseudo-élastique
2. phase plastique

FIGURE 8 – Exemple de courbe pressiométrique par la méthode des volumes relatifs. Figure issue de la norme NIT 115 [5].

1.3 L'essai "Cone Penetration Test" (CPT)

1.3.1 Principe du CPT

Autrefois appelé essai de pénétration statique, le CPT consiste à *mesurer, à la suite de l'enfoncement dans le sol à une vitesse constante d'une pointe pénétrométrique, la résistance à la pénétration du cône, la résistance totale et/ou au frottement d'un manchon en fonction de la profondeur* [7]. L'enfoncement dans le sol de la pointe se fait à partir de vérins hydrauliques. L'essai CPT est embarqué sur des camions de tonnage suffisant pour soutenir les vérins.

Cet essai peut être réalisé dans des sols fins ou grenus, son domaine d'application peut donc être restreint.

Il existe deux types d'essais :

- Le CPT au cône électrique (*CPT E*) et au piézocône (*CPT U*) qui sont des essais de pénétration statique où les efforts sont mesurés électriquement dans le pénétromètre (voir norme *ISO 22476-1* [18]) ;
- Le CPT mécanique (*CPTM*) qui est un essai de pénétration statique au cône dans lequel les efforts sont mesurés mécaniquement ou électriquement **au niveau du sol** (voir norme *ISO 22476-12* [19]).

L'essai au pénétromètre est composé de différents éléments :

- Un appareil de fonçage, qui sert à enfoncer le pénétromètre à vitesse constante dans le sol. L'appareil est lesté pour éviter tout mouvement par rapport au sol ;
- Un appareil de mesure de résistances. Il existe différents systèmes : le manomètre mesurant les pressions hydrauliques (pour le CPT Mécanique) ; des capteurs électriques mesurant également les pressions hydrauliques ; des capteurs électriques mesurant directement les efforts sur les éléments (pour l'essai au pénétromètre électrique) ;

- Des tiges de fonçage (guidées hors sol par un tubage) ;
- Des tiges internes ;
- La pointe pénétrométrique ;

Il existe différents types de pointe CPT (voir figure 9) :

- Pointes de type *M4* (pointe pénétrométrique à cône simple), utilisées pour mesurer la résistance à la pénétration du cône ;
- Pointes de type *M1* (pointe pénétrométrique à cône à manchon), utilisées pour mesurer la résistance à la pénétration du cône ;
- Pointes de type *M2* (pointe pénétrométrique à cône à manchon et manchon de frottement), utilisées pour mesurer la résistance à la pénétration du cône et le frottement latéral local. Le manchon, tout comme le cône, doit respecter les directives de la norme *ISO 22476-12* [19] ;
- Cône électrique et piézocône.

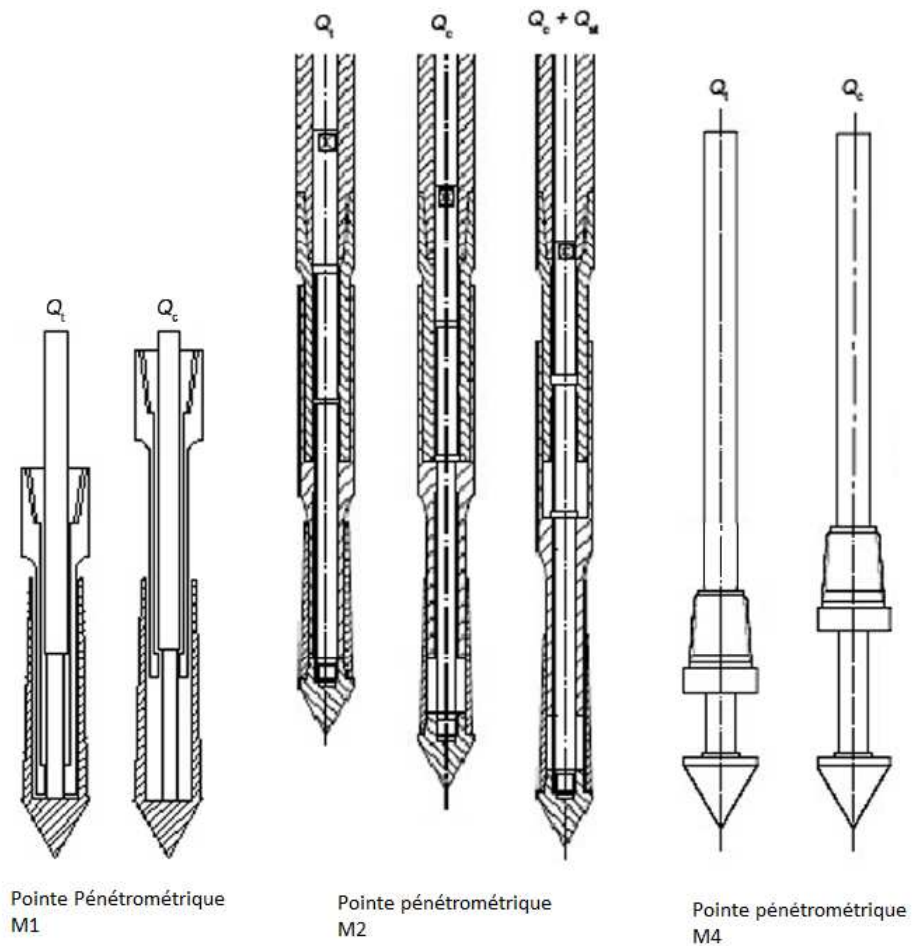


FIGURE 9 – Types de pointes pénétrométriques. Figure issue de la norme ISO 22476-12 [19].

1.3.2 Exécution d'un essai

Un dispositif pénétrométrique est représenté à la figure 10.



FIGURE 10 – Dispositif d’essai CPT, Figure issue de la référence : [24].

Le mode opératoire de l’essai dépend du type de CPT réalisé : $TM1$, $TM2$, $TM3$ ou $TM4$, pour les pénétromètres mécaniques et $TE1$ ainsi que $TE2$ pour les pénétromètres électriques (Voir tableaux 2 et 3)(Ces termes sont indépendants des types de pointes pénétrométriques utilisées $M1$; $M2$ et $M3$). Le type de CPT réalisé dépend quant à lui de la classe d’application (Voir annexe, tableaux 22 et 23).

Type d’essai	Paramètres mesurés et dérivés	Système de mesure
$TM1$	Résistance à la pénétration du cône et résistance totale à la pénétration ou résistance à la pénétration du cône et frottement sur le manchon	Capteur électrique — essai discontinu
$TM2$	Résistance à la pénétration du cône et résistance totale à la pénétration ou résistance à la pénétration du cône et frottement sur le manchon	Manomètres ou capteur électrique convertissant les pressions hydrauliques — essai discontinu
$TM3$	Résistance à la pénétration du cône	Manomètres ou capteur électrique convertissant les pressions hydrauliques — essai discontinu
$TM4$	Résistance à la pénétration du cône	Manomètres ou capteur électrique convertissant les pressions hydrauliques — essai continu

TABLE 2 – Types d’essais de pénétration statique au cône, selon la norme ISO 22476-12 [19].

La procédure à suivre est la suivante :

- Positionnement et niveau de l’appareil : L’essai doit être réalisé à une distance de 1 mètre minimum par rapport à l’emplacement d’essais précédents, un niveau doit également être réalisé afin que le train de tiges soit enfoncé dans le sol de

Type d'essai	Paramètres mesurés
<i>TE1</i>	Résistance au cône et frottement latéral sur le manchon
<i>TE2</i>	Résistance au cône, frottement latéral sur le manchon et pression interstitielle

TABLE 3 – Types d'essais de pénétration statique au cône, selon la norme ISO 22476-1 [18].

la manière la plus verticale possible (Inclinaison de deux degrés maximum par rapport à la verticale) ;

- Mise à zéro des valeurs de résistance mesurées et un pré-trou peut éventuellement être effectué ;
- La vitesse de pénétration doit être contrôlée et doit être la plus constante possible ;
- L'intervalle de profondeur maximal entre deux mesures consécutives des paramètres doit être de 200 mm pour un essai de pénétration statique discontinu et de 50 mm pour un essai de pénétration statique continue ;
- Mesure de la longueur de pénétration ;
- Fin de l'essai lorsque la profondeur désirée a été atteinte ou lorsque la poussée maximale est atteinte.

1.3.3 Interprétation des résultats

Les paramètres mesurés diffèrent selon le type d'essai réalisé ainsi que de la classe d'application.

Cependant, les paramètres qui **doivent** être déterminés (selon les normes : [19] et [18]) sont, pour un *CPT-E* ou *CPT-U* :

- f_s , le frottement latéral mesuré sur le manchon ;
- l , la longueur de pénétration ;
- q_c , la résistance au cône ;
- u , la pression interstitielle ;
- α , l'angle par rapport à la verticale, de la tige pénétrométrique.

Pour un *CPT-M* :

- l , la longueur de pénétration ;
- Q_c , l'effort sur le cône (notons que : $q_c = Q_c/A_c$, avec A_c la surface de la base du cône) ;
- Q_t , la résistance totale de pénétration.

De façon globale, on peut également déterminer :

- L'effort total de pénétration : $Q_t = Q_t - Q_c$;
- L'effort de frottement latéral unitaire local : $f_s = Q_s/A_s$;
- La rapport de frottement : $R_f = f_s/q_c$ (en pour-cent) ;

La représentation des résultats d'essais doit suivre quelques règles concernant les échelles d'axes, on note (une unité d'échelle est égale à 1cm) :

- Profondeur de pénétration z : 1 unité d'échelle = $1m$;
- Résistance au cône q_c : 1 unité d'échelle = $2MPa$ ou $0,5MPa$;
- Frottement latéral sur le manchon f_s : 1 unité d'échelle = $0,05MPa$;
- Pression interstitielle u : 1 unité d'échelle = $0,2MPa$ ou $0,02MPa$;
- Rapport de frottement R_f : 1 unité d'échelle = 2% ;

Généralement on se borne à représenter les graphiques suivants :

- Résistance à la pénétration au cône - profondeur $q_c(MPa) - z(m)$;
- Frottement latéral sur le manchon - profondeur $f_s(MPa) - z(m)$.

Notons que l'essai fournit des résultats qui peuvent osciller rapidement en fonction de la profondeur. Cela est dû à l'hétérogénéité des sols et au faible diamètre de la pointe pénétrométrique. Par conséquent, lorsque l'on voudra exploiter les résultats, dans le but par exemple d'effectuer un dimensionnement pour un pieu de diamètre plus important, la courbe de résultats devra être « lissée » (par exemple, via la méthode de *De Beer*, voir point 2.1).

1.4 Objectifs du travail

Dans notre pays, le dimensionnement des pieux soumis à un chargement se base essentiellement sur des essais au pénétromètre. Afin d'effectuer ces dimensionnements, une directive a été publiée par le Centre Scientifique et Technique de la Construction (voir [3]).

L'essai pressiométrique a l'avantage, au contraire du pénétromètre statique, de fournir des indications quant à la déformabilité des sols.

Et à l'heure actuelle, la Belgique ne possède pas de directive propre concernant le dimensionnement de pieux sous charge axiale à partir des résultats d'un essai pressiométrique.

La France, quant à elle, a fourni un document (la norme *NF P 94-262* [6]) ayant pour objet le calcul géotechnique des fondations profondes, élaboré dans le but de compléter l'*EuroCode 7* [10] dont il constitue la norme nationale française d'application.

Les notations et coefficients utilisés dans la norme *NF* étant propre à la France, il semble clair que ceux-ci ne correspondent pas forcément aux notations belges que l'on pourrait trouver dans la directives des pieux [3]. Par conséquent, un des challenges dans l'élaboration d'une directive belge concernant le pressiomètre, est de comparer les différents paramètres que l'on peut trouver dans ces deux normes afin de voir s'ils correspondent ou non.

L'objectif de ce travail est donc de rendre compte de la directive française ainsi que de la directive belge pour ensuite réaliser différentes comparaisons entre ces dernières.

Dans ce cadre, nous allons effectuer :

- Une recherche bibliographie des directives existantes concernant le dimensionnement de pieux ainsi que des recherches sur le pressiomètre *Ménard* et sur le pénétromètre *CPT* dans leurs globalités ;
- Une comparaison avec la directive actuelle belge ayant pour objectif de poser les bases quant à une adaptation de la norme française à notre pays ;

- Une comparaison entre un dimensionnement complet à partir de l'essai au pénétromètre et un dimensionnement complet à partir du pressiomètre sur un site sélectionné donnant un point de comparaison valable.

Pour atteindre ces objectifs, le texte comportera les sections suivantes :

- Détermination de capacités portantes en tête de pieu via l'essai au pénétromètre ;
- Détermination de capacités portantes en tête de pieu via l'essai au pressiomètre ;
- Une comparaison de dimensionnement au pressiomètre et au pénétromètre ;
- Des comparaisons au niveau des approches de dimensionnement ;
- Une conclusion.

2 Détermination de la capacité portante en tête de pieu via l'essai au pénétromètre

Cette section se base essentiellement sur la directive belge de dimensionnement de pieux concernant l'application de l'*EuroCode 7* en Belgique [3].

Comme explicité dans l'introduction de ce document, les valeurs de résistance de pointes au pénétromètre de diamètre d ne peuvent être transposées directement à des pieux dont la section de base D est beaucoup plus importante. Il est donc indispensable de tenir compte d'un facteur d'échelle. Il faut également tenir compte des hétérogénéités du sol en place.

Pour ce faire, la directive belge pour l'application de l'*EuroCode 7* en Belgique [3] pour le dimensionnement de pieux, préconise de se baser sur la méthode fournie par *De Beer* dans son ouvrage paru en 1972 [12]. C'est cette méthode que nous tâcherons d'expliciter au second des deux points ci-dessous (point 2.2), le dimensionnement de pieux ayant besoin de ces valeurs pour être mené à bien. Ce dimensionnement sera quant à lui présenté dans sa globalité à la première sous-section (point 2.1).

2.1 Dimensionnement géotechnique à l'état limite sous charge axiale

Ce point est basé uniquement sur la directive pour l'application de l'*EuroCode 7* en Belgique [3] et a pour but de donner un aperçu de la méthode de calcul. Un dimensionnement complet de pieux est effectué par la suite (voir point 4 du présent document) via cette même directive.

Cette directive suppose par ailleurs que les pieux sont réalisés conformément aux normes en vigueur et qu'une bonne

géotechnique ait été effectuée au préalable.

Dans le cadre d'un dimensionnement, nous devons nous assurer que la fondation sur pieu pourra résister à une charge donnée, et ce avec une sécurité suffisante par rapport à la rupture. L'inégalité suivante doit être respectée :

$$F_{c,d} \leq R_{c,d} \quad (2)$$

où

- $F_{c,d}$ est la valeur de calcul de la charge axiale en compression sur la fondation. Elle est déterminée par la valeur représentative de la charge affectée d'un facteur de charge.
- $R_{c,d}$ est la valeur de calcul de la capacité portante dans le cas de pieux en compression. Elle est déterminée par la valeur caractéristique de la capacité portante affectée d'un facteur de charge.

2.1.1 Valeur de calcul de l'action

La valeur de $F_{c,d}$ est déterminée via :

$$F_{c,d} = F_{c,rep} * \gamma_F \quad (3)$$

où le facteur γ_F est déterminé via le tableau 24 disponible en annexe. Notons que le poids propre n'est pas pris en compte.

2.1.2 Valeur de la capacité portante

La procédure est la suivante et comporte quatre étapes majeures [3] :

1. La première étape consiste en le calcul de la capacité portante (une composante de frottement et une composante de pointe pour déterminer R_c via l'équation 1) pour chaque essai. La directive préconise d'utiliser des facteurs d'installation qui prendront en compte les différences entre types de pieux. On considère à ce stade que le pieu est installé dans l'axe de l'essai pénétrométrique. On a, pour la résistance à la pointe :

$$R_b = \alpha_b * \varepsilon_b * \beta * \lambda * A_b * q_b \quad (4)$$

où

- α_b est le facteur d'installation prenant en compte la méthode d'installation dans un sol particulier. Les valeurs empiriques sont disponibles en annexe D tableau 26 ;
- ε_b est un paramètre qui tient compte de l'effet d'échelle sur la fissuration du sol. Ce paramètre vaut $\varepsilon_b = \max(1 - 0,01(\frac{D_{b,eq}}{D_c} - 1); 0,476)$ dans l'argile tertiaire et $\varepsilon_b = 1$ dans tous les autres types de sols. $D_{b,eq}$ est le diamètre équivalent du pieu, pour déterminer sa valeur, se référer à l'annexe E ;
- β est un facteur de forme qui permet de tenir compte d'une base qui ne serait ni circulaire, ni carrée. On a donc : $\beta = 1$ pour les deux cas cités ci-dessus, et $\beta = \frac{1+0,3a/b}{1,3}$ pour une base rectangulaire, où a est la longueur et b la largeur de la base ;
- A_b est la surface de base du pieu ;
- λ est un facteur de réduction qui tient compte de la décompression du sol autour de la base si celle-ci est élargie. Pour déterminer sa valeur, se référer à l'annexe F (figure 38) ;
- q_b désigne la résistance unitaire de rupture en base du pieu de diamètre D . Cette valeur est obtenue via la méthode de *De Beer* explicitée au point 2.2 ci-dessous. Si la base du pieu venait à ne pas être circulaire, le diamètre D à considérer dans la méthode serait le diamètre équivalent $D_{b,eq}$. De même si les valeurs d'essais sont obtenues à l'aide d'une pointe pénétrométrique mécanique, un facteur de conversion est à appliquer à la valeur de q_b fournie par *De Beer*. Voir le point 2.1.3 ci-dessous.

Et pour la résistance de frottement :

$$R_s = \chi_s * \Sigma(\alpha_{s,i} * h_i * q_{s,i}) \quad (5)$$

où

- $\alpha_{s,i}$ est le facteur d'installation prenant en compte la méthode d'installation dans un sol particulier et la rugosité du fût. Les valeurs empiriques sont disponibles en annexe D tableau 26 ;
- χ_s est le périmètre du fût ;
- h_i est l'épaisseur de la couche de sol i ;
- $q_{s,i}$ est le frottement unitaire (par couche) sur le fût et est donné par : $q_{s,i} = \eta_{p,i}^* q_{c,m,i}$;
- $\eta_{p,i}^*$ est un facteur empirique. Il indique le rapport entre le frottement unitaire et la valeur de la résistance au cône selon le type de sol. Se référer à l'annexe G (tableau 27) pour sa détermination ;
- $q_{c,m,i}$ est la valeur de la résistance moyenne au cône (q_c) sur la couche i . A noter que comme pour le paramètre q_b la facteur de conversion est d'application. Relevons également que seules les valeurs de q_c seront considérées. Ces valeurs tiennent compte de la nature du sol de la couche i .

Il est important de constater à ce stade, que dans le cas du pénétromètre, la composante de frottement unitaire $q_{s,i}$ est directement déterminée à partir de la résistance de pointe q_c affectée d'un coefficient relatif à la caractérisation du sol dans la couche i considérée. Il s'agit là d'une directive assez paradoxale de la part de la norme belge en vigueur. la méthode sera tout à fait différente dans le cas du pressiomètre (voir point 3.3).

2. La seconde étape est le calibrage de la capacité portante. La directive préconise l'utilisation d'un facteur de modèle (γ_{Rd}). Ce facteur tient compte des écarts entre les valeurs calculées et les valeurs réelles. Il a été déterminé via des essais de pieux de façon à ce que, dans 95% des cas, la capacité portante calculée n'excède pas la capacité portante réelle. Ce facteur est déterminé par groupe de type de pieux. On a :

$$R_{c,cal} = \frac{R_c}{\gamma_{Rd,1}} \quad (6)$$

où

- R_c est défini dans l'introduction de ce document par l'équation 1 pour les pieux chargés en compression ;
 - $\gamma_{Rd,1}$ est déterminé en fonction du tableau 28 disponible en annexe.
3. Les deux premières étapes permettent de déterminer la capacité portante d'un pieu placé à l'endroit même où l'essai au pénétromètre a été mené. On introduira un facteur de corrélation afin de tenir compte de la dispersion des propriétés du sol. Ce facteur est appliqué sur le minimum des capacités portantes (χ_4) de chaque « CPT » mais également sur la moyenne (χ_3). La plus petite des deux valeurs obtenues sera retenue. Cela nous permet d'obtenir la valeur caractéristique de la capacité portante. On a :

$$R_{c,k} = \min\left\{\frac{(R_{c,cal})_{moyenne}}{\chi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\chi_4}\right\} \quad (7)$$

où

- $(R_{c,cal})_{moyenne}$ est la moyenne sur les essais, des valeurs calibrées de capacité portante;
 - $(R_{c,cal})_{min}$ est le minimum sur les essais, des valeurs calibrées de capacités portante (il s'agit du minimum pour la résistance totale; le frottement et la pointe ne sont pas à considérer séparément));
 - χ_3 et χ_4 sont les facteurs de corrélations, déterminés à l'aide de l'annexe I.
4. Par l'introduction du facteur de corrélation, on obtient la valeur caractéristique de la capacité portante qui est garantie à 95%. Des facteurs de sécurité supplémentaire sont appliqués afin d'augmenter cette garantie (γ_t , γ_s et γ_b). On a :

$$R_{c,d} = \frac{R_{b,k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s,k}}{\gamma_s} \quad (8)$$

- $R_{c,d}$ est la valeur de calcul de la capacité portante;
- γ_s et γ_b sont fournis à l'aide de l'annexe J.

2.1.3 Facteur de conversion

L'essai de référence pour un pénétromètre est le « CPT » électrique. On pourrait utiliser des résultats obtenus par « CPT » mécanique, mais il faudra dès lors utiliser un facteur de conversion ω qui dépendra du type de pointe pénétrométrique utilisée.

Ce facteur est applicable à la fois aux résistances de pointe et de frottement. Il a été déterminé dans les différents cas via des essais comparatifs sur différents sites. La table 25, disponible en annexe, donne la valeur de ce facteur.

2.2 Calcul de la résistance unitaire de rupture

De Beer se base sur des travaux antécédents réalisés par divers auteurs. Il préconise au final une méthode permettant d'éviter le plus d'anomalies possibles.

Trois méthodes différentes seront détaillées ci-dessous :

- Méthode L.G.M (Laboratorium voor Grondmechanica (mécanique des sols));
- Méthode de Meyherof (amendée et non-amendée);
- Méthode R.I.G.

L'accent sera mis sur la troisième de ces méthodes, étant donné qu'elle tire en partie ses résultats et aménagements de la critique qui est faite des deux premières. De plus, il s'agit de celle qui est utilisée dans la directive belge [3] pour le dimensionnement de pieux et sur laquelle nous nous baserons donc dans la suite du présent document.

Notons que dans la littérature de 1972, la résistance de pointe mesurée au pénétromètre était notée $C_{k,d}$, tandis que d_g désignait la résistance unitaire de rupture en base du pieu. Ces notations seront actualisées dans le corps de ce texte afin de coller au mieux à la directive belge [3], on note :

- q_c , la résistance de pointe (résultat d'un essai au pénétromètre) ;
- q_b , la résistance unitaire de rupture en base du pieu.

Le but final de ce point 2.1 sera donc de déterminer, l'ensemble des valeurs q_b correspondant à chacune de valeurs q_c sur la profondeur d'un essai.

2.2.1 La méthode L.G.M

Description de la méthode

La méthode se base sur une étude statistique qui tient compte de la corrélation entre les diagrammes d'essais au pénétromètre et les essais de chargement de pieu.

La méthode L.G.M stipule (voir la référence [12]) stipule, pour une profondeur donnée que :

$$q_b = \frac{q_{b,i} + q_{b,s}}{2}$$

où

- $q_{b,i}$ est la résistance calculée en considérant les valeurs de q_c en dessous de la base du pieu ;
- $q_{b,s}$ est la résistance calculée en considérant les valeurs de q_c au-dessus de la base du pieu ;

D'après les surfaces de rupture induites par poinçonnement établies par *Jaky* (voir figure 11), on estime que l'épaisseur de sol étant sollicitée (pour le calcul à une profondeur donnée de la résistance d'un pieu de base D) est de :

- $0,75D$ à $3,75D$ sous la base du pieu ;
- $8D$ au-dessus de la base du pieu.

1. Calcul de $q_{b,i}$:

La valeur $q_{b,i}$ est déterminée en prenant la plus petite valeur calculée pour les niveaux n (situés entre les niveaux $0,75D$ et $3,75D$) notée $q_{b,i}^n$.

Pour chacun de ces niveaux, on a :

$$q_{b,i}^n = \frac{q_{b,i,1}^n + q_{b,i,2}^n}{2}$$

où

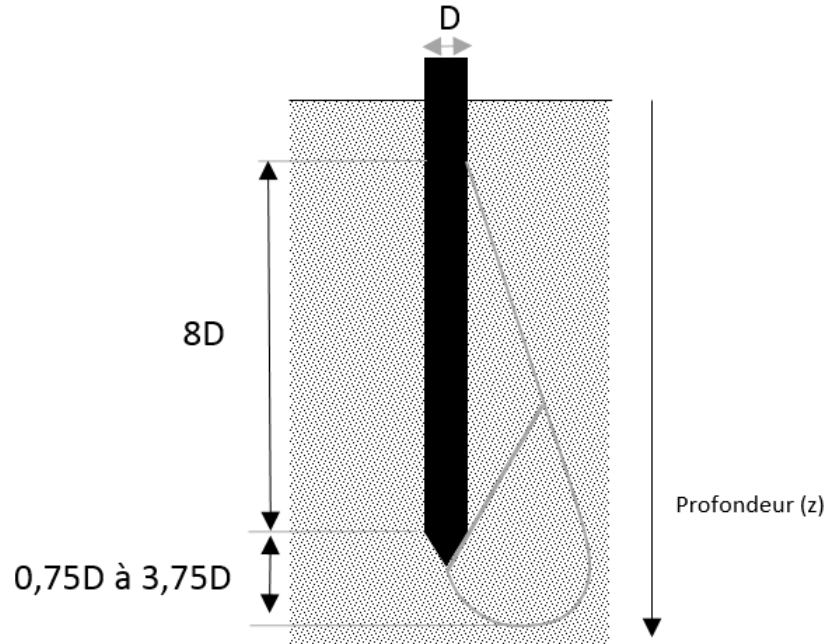


FIGURE 11 – Modèle de rupture par poinçonnement de jaky.

- $q_{b,i,1}^n$ est la valeur moyenne des résistances de pointe enregistrées entre le niveau de la base du pieu et le niveau n concerné. Elle vaut :

$$q_{b,i,1}^n = \frac{\sum_{j=1}^{j=n} q_{c,j} - \frac{q_{c,1} + q_{c,n}}{2}}{n - 1}$$

Avec n le nombre de mesures considérées entre la base du pieu (indice 1) et le niveau n ;

- $q_{b,i,2}^n$ est la valeur moyenne des résistances de pointe enregistrées entre le niveau de la base du pieu et le niveau n concerné, mais en considérant que si on a deux valeurs, $q_{c,p}$ et $q_{c,q}$, avec $q > p$, alors toute valeur $q_{c,p}$ qui est supérieure à une valeur $q_{c,q}$ trouvée à un niveau inférieur est supprimée et remplacée par $q_{c,q}$ (d'où l'apparition de la modification des valeurs de q_c dans la formule qui suit). Elle vaut :

$$q_{b,i,2}^n = \frac{\sum_{j=1}^{j=n} q'_{c,j} - \frac{q'_{c,1} + q'_{c,n}}{2}}{n - 1}$$

2. Calcul de $q_{b,s}$:

La valeur $q_{b,s}$ est obtenue en faisant la moyenne de toutes les valeurs q_c enregistrées sur une hauteur de $8D$ au-dessus du niveau de base du pieu (correspondant à l'indice 1). On effectue tout de même une modification de ces valeurs. Pour toute valeur de q_c plus grande que celles qui les précèdent (si l'on parcourt les valeurs de la base du pieu vers la surface du sol), on prend la valeur de q_c précédente, la première valeur de q_c à considérer étant la plus petite valeur connue pour la portion entre la base du pieu et $3,75D$ sous celle-ci. En prenant m le nombre de valeur de q_c connues entre la base du pieu et la longueur $8D$ au dessus de celle-ci, on a :

$$q_{b,s} = \frac{\sum_{j=1}^{j=m} q'_{c,j} - \frac{q'_{c,1} + q'_{c,n}}{2}}{m - 1}$$

Pour être complet, on signale que dans la méthode L.G.M, la part de capacité portante de rupture due au frottement latéral est déterminée à partir des mesures faites à l'aide du manchon flottant de *Begeman* (voir les références [17] et [16]).

Critique de la méthode

Notons tout d'abord qu'il s'agit d'une méthode purement empirique. Donc, pour autant que l'on reste dans le cadre de pieux de dimensions usuelles, les valeurs de capacité portante de rupture déterminées par la méthode L.G.M restent proches de la valeur réelle. Bien que cela soit appréciable, cela ne nous dispense pas d'effectuer une critique pour des valeurs non-usuelles.

1. Critique rationnelle :

Deux cas simplifiés conduisent à des résultats qui ne corroborent pas à la réalité.

- Dans le cas d'un remblais de sable fortement compacté, trouvable à partir d'un mètre de profondeur, on peut obtenir des valeurs de capacité portante supérieures à $10MPa$. Pour des pieux de grand diamètre, cette mesure est fortement accentuée.
- Dans le cas d'une épaisse couche de vase (caractérisée par $q_c = 0MPa$), des irrégularités apparaissent vis-à-vis des valeurs de capacité portante.

2. Confrontation avec résultats expérimentaux :

Si l'on applique la méthode L.G.M à des pieux faiblement enterrés, on obtient des valeurs de résistance supérieures aux valeurs réelles. (Voir les résultats expérimentaux disponibles à la page 197 de la référence [12].)

Il faut donc demeurer prudents vis-à-vis de l'utilisation de cette méthode car elle peut se montrer insécuritaire.

2.2.2 La méthode de Meyerhof non-amendée

Description de la méthode

Cette méthode, si elle n'est pas aménagée, ne traite pas spécifiquement des essais de pénétration statique. Elle tient en fait compte des énergies de battage, des angles de frottement ainsi que des compacités (qu'elles soient relatives ou induites par le battage). Si l'on néglige ces contributions, en tenant uniquement compte des mesures réalisées via l'essai pénétrométrique, on obtient la méthode simplifiée suivante :

Dans le cas de pieux battus au travers de couches sableuses, on obtient une bonne corrélation entre la résistance unitaire à la base du pieu q_b et la valeur moyenne de la résistance de pointe $q_{c,m}$ sur une portion allant de $1D$ en dessous du niveau de la base du pieu à $4D$ au-dessus de ce niveau (voir Figure 12).

Si on a :

- H , la profondeur à laquelle se trouve le niveau de la base du pieu et ;
- $H/D < 10$;

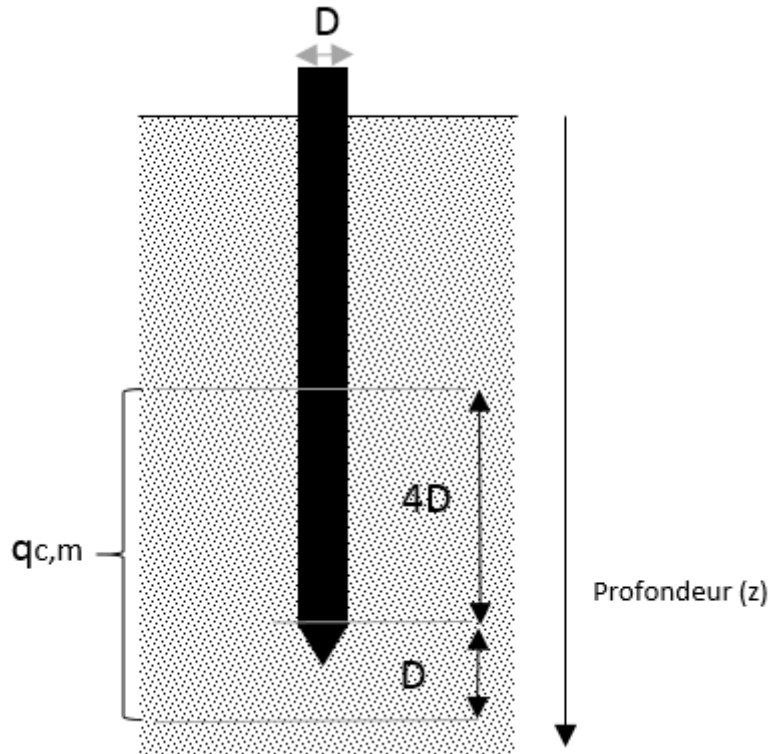


FIGURE 12 – Modèle de calcul de la moyenne de la résistance de pointe pour la méthode Meyerhof non amendée.

Alors, la valeur de $q_{c,m}$ trouvée doit être réduite via :

$$q'_{c,m} = \frac{H * q_{c,m}}{10D}$$

Il en va de même si le pieu est enfoncé dans une couche pulvérulente recouverte d'une couche cohérente tout cela à une profondeur h (profondeur de la base du pieu sous la surface de la couche résistante). Dans ce cas, on obtient également, si $h/D < 10$:

$$q''_{c,m} = \frac{h * q_{c,m}}{10D}$$

Il va de soit que la valeur de q_b doit être au moins égale à la résistance de pointe rencontrée dans la couche médiocre, on la notera $q_{c,min}$.

Au final on aurait donc :

$$q'_{c,m} = q_b \quad Si \quad H < 10D$$

$$q_{c,m} = q_b \quad Si \quad H > 10D \quad et \quad h \geq 10D$$

$$q_b = q_{c,min} + \frac{h}{10D}(q_{c,m} - q_{c,min}) \quad Si \quad h < 10D$$

Critique de la méthode

Pour les faibles profondeurs, les valeurs calculées via cette méthode sont inférieures aux valeurs expérimentales. Pour des profondeurs dites intermédiaires à élevées, les valeurs expérimentales sont plus élevées (Voir [12] pour exemple).

2.2.3 La méthode de Meyerhof amendée

Description de la méthode

Dans la méthode de *Meyerhof non-amendée*, on ne considère en fait que l'éventualité d'un passage d'une couche médiocre vers une couche de sol de meilleure qualité.

Pour rendre la méthode applicable dans un tel cas, on y apporte les modifications qui suivent :

- On calcule dans un premier temps les valeurs moyennes des résistances de pointe sur $1D$ en dessous de la base du pieu ($q_{c,m,i}$) ainsi que sur $4D$ au-dessus de la base ($q_{c,m,s}$).
- Si $q_{c,m,s} > q_{c,m,i}$, c'est-à-dire que l'on se trouve dans une couche de faible qualité par rapport aux couches situées au-dessus d'elle, alors on rabat la valeur de $q_{c,m,s}$ à $q_{c,m,i}$, on notera donc : $q_{c,m} = q_{c,m,i}$. On appliquera par la suite la formule donnée par la méthode non amendée, c'est-à-dire :

$$q_b = q_{c,min} + \frac{h}{10D}(q_{c,m} - q_{c,min}) \quad Si \quad h < 10D$$

- Si dans un intervalle $10D$ au-dessus du niveau de la base du pieu, on retrouve des niveaux moins résistants caractérisés par des valeurs minimales de pointe notées $q_{c,min,k}$ avec $k = 1, 2, 3, \dots$ situés respectivement à une distance $h_{k,s}$ de la base du pieu, on calcule successivement pour chacun des niveaux (en faisant varier j dans la formule suivante) (voir figure 13 pour un exemple) :

$$q_b = q_{c,min,k} + \frac{h_{k,s}}{10D}(q_{c,m} - q_{c,min,k}) \quad Si \quad h_{k,s} < 10D$$

On retient au final le minimum des valeurs calculées pour q_b .

Il reste à traiter le cas (non appréhendé par la méthode non amendée) où on aurait à une profondeur relativement faible sous la base, une couche moins résistante. Dans ce but, on élargit l'intervalle de profondeur sous la base du pieu de $1D$ à $3D$. Et au final, on obtient (voir [12]) :

$$q_{b,v} = q'_{b,min,v} + \frac{h_{s,v}}{10D}(q_{c,m} - q_{b,min,v}) \quad Si \quad h_{s,v} < 10D$$

$$q_{b,u} = q'_{b,min,u} + \frac{h_{i,u}}{10D}(q_{c,m} - q_{b,min,u}) \quad Si \quad h_{i,u} < 3D$$

où

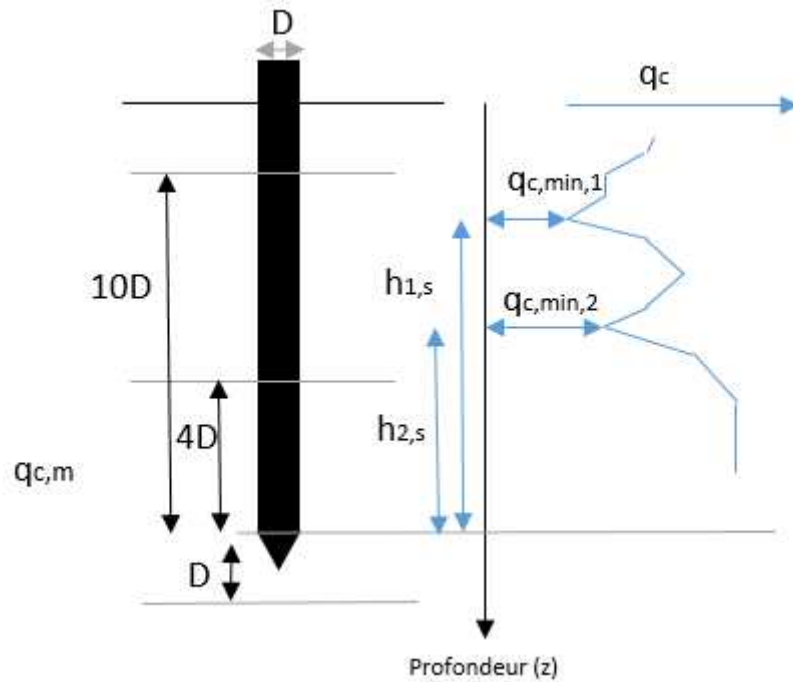


FIGURE 13 – Définition et exemple de différentes valeurs pour la méthode de Meyerhof amendée.

$$q'_{b,min,v} = \frac{H}{10D} * q_{b,m,min} \quad \text{quand} \quad H/10D < 1$$

$$q'_{b,min,v} = q_{b,m,min} \quad \text{quand} \quad H/10D \geq 1$$

avec

- v représentant le numéro du niveau de mesure pour l'intervalle : base du pieu à $10D$ au-dessus et où $q'_{b,min,v} < q_{c,m}$;
- u représentant le numéro du niveau de mesure pour l'intervalle : base du pieu à $3D$ au-dessous et où $q'_{b,min,v} < q_{c,m}^{(a)}$;

On a par ailleurs, ce qui se révèle être l'étape par laquelle commencer afin de trouver les minima par lesquels passent la courbe de résistance :

- Si $q_{c,m,i} < q_{c,m,s}$, alors $q_{c,m}^{(a)} = q_{c,m,i}$;
- Si $q_{c,m,i} > q_{c,m,s}$, alors $q_{c,m}^{(a)} = \frac{\sum_{-D}^{+4D} q_c}{n_s + n_i}$ où n_s est égal au nombre de lectures entre 0 et $4D$ (vers le haut) et n_i est égal au nombre de lectures entre 0 et D (vers le bas) ;

Critique de la méthode

Cette méthode tient compte de bon nombre de problèmes qui auraient pu survenir via l'emploi de la méthode non amendée de Meyerhof. Cependant elle se révèle très sécuritaire.

2.2.4 La méthode R.I.G

Le point faible des méthodes développées précédemment est qu'elles sont très fastidieuses voire impossible à appliquer lorsque le diagramme de la résistance de pointe en fonction de la profondeur de l'essai *CPT* est chaotique. Ce qui se révèle être toujours le cas.

Cette troisième méthode, basée sur des considérations des lois de similitudes, est assez riche en paramètres et va être développée plus longuement car c'est cette dernière qui sera en définitive utilisée afin de déterminer le diagramme de q_b en fonction de la profondeur de l'essai.

Description de la méthode

Afin de décrire cette méthode, nous partirons d'un cas de base pour ajouter au fur et à mesure de l'élaboration de la méthode, divers paramètres.

1. Valeur de l'angle de frottement apparent ϕ' :

L'enfoncement du cône du pénétromètre est dû, soit à un refoulement de sol en surface, soit à un compactage avec ou sans écrasement de grains, ou bien à une combinaison des deux phénomènes [12]. Pour être sécuritaire, on se met dans l'hypothèse d'un refoulement pur (énergie nécessaire plus importante que pour une combinaison des deux modes). Pour ce faire, on introduit une formule dans laquelle interviennent les paramètres de cisaillement du matériau ainsi que la résistance de pointe q_c . La méthode indique que l'on a les relations suivantes :

$$\begin{cases} q_c = V'_{b,d} * \sigma_p \\ V'_{b,d} = 1,3 * ((e^{2\pi \text{tg} \phi'} (\pi/4 + \phi'/2) - 1) \frac{\text{tg} \phi'}{\text{tg} \phi}) + 1 \end{cases} \quad (9)$$

où σ_p est la contrainte naturelle et le matériau obéit au modèle visible en figure 14.

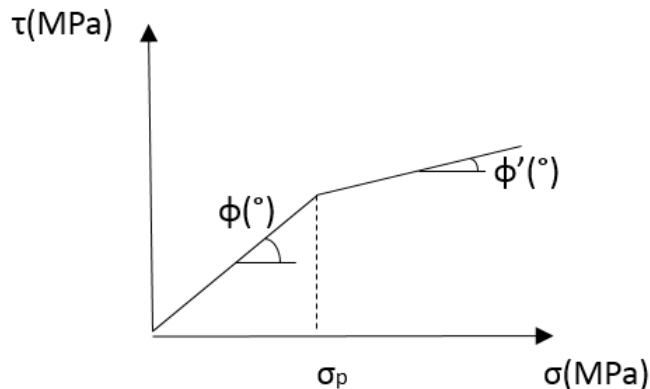


FIGURE 14 – Modèle de comportement du sol en présence pour le calcul de l'angle de frottement apparent.

La méthode préconise de prendre $\phi = 30^\circ$, afin de pouvoir calculer ϕ' .

Dans le cas où l'on aurait $\phi' > \phi$, on se trouve dans une impossibilité physique.

On pose donc $\phi' = \phi$, que l'on calcule via :

$$\begin{cases} q_c = V_{b,d} * \sigma_p \\ V_{b,d} = 1,3 * e^{2\pi tg\phi'} * tg^2(45^\circ + \phi/2) \end{cases} \quad (10)$$

2. Influence de la profondeur critique :

Notons tout d'abord que pour qu'une fondation soit considérée comme *profonde*, il faut que la base de cette dernière atteigne une profondeur suffisante. La profondeur à partir de laquelle une fondation est considérée profonde est notée h_{crit} .

Meyerhof dans le cas de fondations filantes (problème à deux dimensions) définit ce qui suit :

Il existe une relation entre la profondeur h de la fondation, sa largeur b et un angle β (défini à la figure 15). Cette relation s'écrit de la manière suivante avec un indice 2 correspond au fait que nous sommes dans une situation à deux dimensions :

$$\left(\frac{h}{b}\right)_2 = tg(\pi/4 + \phi'/2) * e^{\frac{\pi}{2}tg\phi'} * \sin\beta * e^{\beta tg\phi'} \quad (11)$$

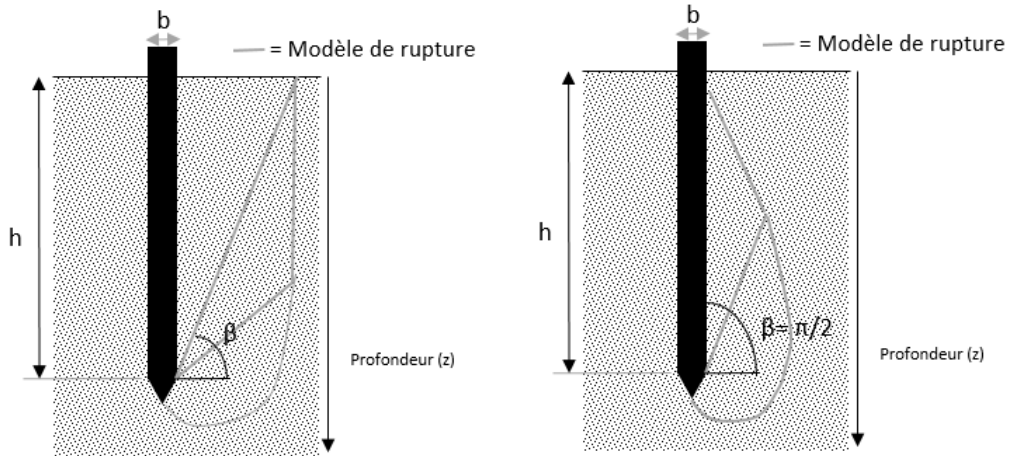


FIGURE 15 – Définition de l'angle β , via modèle de rupture.

Gauche : Cas d'une fondation n'ayant pas la profondeur d'encastrement nécessaire pour être considérée comme profonde (le modèle de rupture ne se développe pas entièrement). -

Droite : Cas d'une fondation profonde (modèle de rupture entièrement développé).

Ainsi, on se rend compte que l'on se trouve dans le cas d'une fondation profonde si $\beta = \pi/2$ (voir 15).

Supposons à présent deux fondations filantes de largeur b et B , on a $\beta_B < \beta_b < \pi/2$ et par conséquent $h < h_{crit,b} < h_{crit,B}$. On a :

- Si $h < h_{crit,b}$, alors on a :

$$\begin{cases} q_{c,b} = e^{2(\frac{\pi}{2} + \beta_b)tg\phi'} tg^2(45^\circ + \frac{\phi'}{2}) \frac{\sigma_t}{2} \\ q_b = \frac{q_{c,b}}{e^{2(\beta_b - \beta_B)tg\phi'}} \end{cases} \quad (12)$$

- Si $h_{crit,b} < h < h_{crit,B}$, alors on a :
 $\beta_b = \pi/2$ ainsi que $\beta_B < \pi/2$, et on a :

$$\begin{cases} q_{c,b} = e^{2\pi tg\phi'} tg^2(45^\circ + \frac{\phi'}{2}) \frac{\sigma_t + \sigma_t + \gamma h_{crit,b}}{2} \\ q_b = \frac{1}{2} \frac{q_{c,b}}{e^{2(\frac{\pi}{2} - \beta_B)tg\phi'}} \frac{\sigma_t}{\sigma_t - \gamma \frac{h_{crit,b}}{2}} \end{cases} \quad (13)$$

- Si $h = h_{crit,b}$, alors on a :

$$\begin{cases} \sigma_t = \gamma h_{crit,b} \\ q_b = \frac{q_{c,b}}{e^{2(\frac{\pi}{2} - \beta_B)tg\phi'}} \end{cases} \quad (14)$$

- Si $h > h_{crit,B}$, alors on a :

$$\begin{cases} q_{c,b} = e^{2\pi tg\phi'} tg^2(45^\circ + \frac{\phi'}{2}) (\sigma_t - \frac{\gamma h_{crit,b}}{2}) \\ q_b = q_{c,b} \frac{(\sigma_t - \frac{\gamma h_{crit,B}}{2})}{(\sigma_t - \frac{\gamma h_{crit,b}}{2})} \end{cases} \quad (15)$$

- Si $h = h_{crit,B}$, alors on a :

$$\begin{cases} \sigma_t = \gamma h_{crit,B} \\ q_b = q_{c,b} \frac{\sigma_t/2}{(\sigma_t - \frac{\gamma h_{crit,b}}{2})} \end{cases} \quad (16)$$

Extension à un problème à trois dimensions de fondations profondes :

La méthode fournie par *Meyerhof* dans le cas d'un problème plan ne peut être appliquée sans modifications. En effet, dans le cas d'un pieu, le problème est transposé à une problématique en trois dimensions, et le refoulement engendré par le battement de pieux est plus aisé. Dès lors, on pose :

$$\begin{cases} (\frac{h}{d})_{crit,3} < (\frac{h}{b})_{crit,2} \\ (\frac{h}{D})_{crit,3} < (\frac{h}{B})_{crit,2} \end{cases} \quad (17)$$

On considère également h'_{crit} comme étant la profondeur critique du pieu et h_{crit} , la profondeur critique du pénétromètre. On a ainsi $h'_{crit} = \frac{D}{d} h_{crit}$, et à cette profondeur l'enfoncement du pénétromètre se fait essentiellement par compactage, tandis que le pieu sera plus sujet au refoulement. Les formules données par *Meyerhof* doivent donc être revues.

Notons les définitions :

- β_c , la valeur de l'angle β pour le cône de diamètre d ;
- β_p , la valeur de l'angle β pour le pieu de diamètre D ;

En procédant par tâtonnement [12], les aménagements sont les suivants :

On commence par poser :

$$\left(\frac{h}{d}\right)_{crit,3} = \frac{\left(\frac{h}{b}\right)_{crit,2}}{1 + \delta \sin 2\phi'} \quad (18)$$

où $\delta = 1$ pour une base carrée ou circulaire.

Par analogie entre l'équation 18 et l'équation 11, on a :

$$\left(\frac{h}{d}\right)_{crit,3} = \frac{tg(\pi/4 + \phi'/2) * e^{\frac{\pi}{2}tg\phi'} * \sin\beta * e^{\beta tg\phi'}}{1 + \delta \sin 2\phi'} \quad (19)$$

Cette formule permet donc de déterminer les paramètres β_c et β_p .

Pour déterminer q_b , les aménagements sont les suivants :

– Pour $h = h_{crit}$, on a :

$$q_b = q_c \quad (20)$$

– Sinon, pour une profondeur donnée, on a :

$$q_b = \frac{q_c}{e^{2(\beta_c - \beta_p)tg\phi'}} \quad (21)$$

3. Calcul pour un sol complètement homogène :

Une première valeur notée $q_b^{(1)}$ peut être calculée à partir de l'équation 21. On suppose que la couche trouvée au point de calcul est la même sur toute la hauteur, on ne tient donc pas compte d'une éventuelle variation de la hauteur critique. Il faut par la suite adapter cette méthode au cas de couches hétérogènes.

4. Adaptation pour tenir compte des hétérogénéités :

Les diagrammes de résistance de pointe sont très tourmentés. Par conséquent, il est important que la méthode finale adoptée tienne compte d'un passage de couche de bonne qualité à une couche de moins bonne qualité, et inversement.

De Beer dans son ouvrage [12], introduit les approximations suivantes dans le but de tenir compte de toutes les éventualités tout en restant sécuritaire :

– Tout accroissement de valeurs consécutives de mesure de q_c , c'est-à-dire si $q_{c,(j1)} > q_{c,j}$ est assimilé à un passage entre deux couches dites idéalisées, pour lesquelles $h_{crit} = \Delta h$, où Δh est l'intervalle entre deux mesures pour le test (généralement $\Delta h = 0,2m$). Dès lors, *De Beer* indique que l'on a :

$$q_{b,j+1} = q_{b,j} + \left(\frac{1 + \frac{\gamma h'_{crit,f}}{2\sigma_{b,j}}}{1 + \frac{\gamma h_{crit,f}}{2\sigma_{b,j}}} q_{c,j+1} - q_{b,j} \right) \frac{1}{D} \quad (22)$$

où $\sigma_{b,j}$ est la contrainte effective du sol à une profondeur donnée.

$$\sigma_{b,j} = \sigma_{b,j-1} + \Delta h * \gamma * 9,81$$

où γ vaut γ_h ou bien $\gamma_{sat} - \gamma_w$ Si l'on se trouve à un niveau inférieur au niveau de nappe.

L'indice f indique que les valeurs sont fictives, on a dans notre cas : $h_{crit,f} = \Delta h$ et $h'_{crit,f} = \Delta h \frac{D}{d}$

– En l'état, le calcul ne peut commencer depuis la surface puisque la valeur de $q_{b,j}$ utilisée dans la formule 22 est indisponible.

On constate qu'au-dessous de la profondeur critique réelle du pieu, la valeur calculée homogène (via l'équation 21) se confond avec la valeur de $q_{c,j+1}$, dès lors on peut la substituer dans l'équation 22 et obtenir :

$$q_{b,j+1} = q_{b,j} + \left(\frac{1 + \frac{\gamma h'_{crit,f}}{2\sigma_{b,j}}}{1 + \frac{\gamma h_{crit,f}}{2\sigma_{b,j}}} q_{b,j+1}^{(1)} - q_{b,j} \right) \frac{1}{D} \quad (23)$$

– Si la formule 23 fournit une valeur de $q_{b,j+1}$ supérieure à $q_{b,j+1}^{(1)}$, alors on pose :

$$q_{b,j+1} = q_{b,j+1}^{(1)} \quad (24)$$

On peut donc, en allant de la surface vers la profondeur, calculer à partir des valeurs homogènes $q_{b,j}^{(1)}$ ainsi que les valeurs $q_{b,j+1}$. Ces valeurs sont appelées « valeurs descendantes ». Elles sont données par :

$$\begin{cases} Equation(23) & si & q_{b,j+1}^{(1)} > q_{b,j+1} \\ Equation(24) & si & q_{b,j+1}^{(1)} \leq q_{b,j+1} \end{cases}$$

Il est également possible de calculer des valeurs appelées « valeurs montantes », caractérisées par l'indice k . On considère que tout accroissement de valeur $q_{c,k} < q_{c,k+1}$ vers le haut correspond à un passage entre deux couches idéalisées, et on a :

$$\begin{cases} q_{b,k+1} = q_{b,k} + ((q_{b,j+1})_{k+1} - q_{b,k}) \frac{1}{D} & si & (q_{b,j+1})_{k+1} \geq q_{b,k} \\ q_{b,j+1} = q_{b,k+1} & si & (q_{b,j+1})_{k+1} < q_{b,k} \end{cases} \quad (25)$$

5. Introduction de la valeur moyenne sur l'épaisseur D :

Les résultats fournis sont encore sujets à certaines imperfections. Certaines valeurs calculées en faisant l'approximation d'un sol complètement homogène peuvent subsister, il faut par conséquent homogénéiser les résultats afin de ne pas être trop sécuritaire.

Cette homogénéisation est obtenue en effectuant la moyenne des valeurs $q_{b,k+1}$ sur une épaisseur égale à une fois le diamètre du pieu sous le niveau considéré, tout en admettant que cette valeur ne puisse être supérieure à $q_{b,k+1}^{(1)}$ là où $q_{b,k+1}^{(1)} < q_{c,k+1}$ (aux niveaux proches de la surface). Ces valeurs homogénéisées seront notées $q_b^{(m)}$.

En conclusion, la détermination de la résistance unitaire de pointe se fera toujours par raisonnement en tableaux. Ce tableau comportera les colonnes suivantes, pour chaque profondeur de mesures :

- La profondeur de la mesure $z[m]$;
- La résistance de pointe mesurée au pénétromètre $q_c[MPa]$;
- La contrainte effective $\sigma_{b,j}[MPa \text{ ou } Kpa]$;
- La valeur de $\phi' [^\circ]$, via la formule 10 ;
- La valeur du rapport h/d ;
- La valeur de l'angle $\beta_c[rad]$, via la formule 19 ;
- La valeur du rapport h/D ;

- La valeur de l'angle $\beta_p[rad]$, via la formule 19 ;
- La Résistance unitaire de rupture à profondeur donnée pour un sol considéré entièrement homogène $q_b^{(1)}[MPa]$, via la formule 21 ;
- Les valeurs de h_{crit} et de h'_{crit} ;
- La valeur du coefficient $A = \frac{\sigma_{j,p} + 0,5\gamma h'_{crit}}{\sigma_{j,p} + 0,5\gamma h_{crit}}$ (cette étape ne sert qu'à faciliter les calculs sous-jacents) ;
- La valeur de résistance unitaire de rupture pour un calcul de type descendant $q_{b,j+1}[MPa]$, via les formules 23 24 ;
- La valeur de résistance unitaire de rupture pour un calcul de type montant $q_{b,k+1}[MPa]$, via la formule 25 ;
- La valeur de résistance unitaire de rupture finale homogénéisée $q_{b,j+1}^m[MPa]$.

Critique de la méthode

La méthode R.I.G est la plus aboutie des trois méthodes présentées. Elle tient compte de nombreux paramètres, mais a le désavantage de réaliser des approximations parfois importantes sur ces paramètres (par exemple pour les considérations concernant la hauteur critique), bien que des aménagements, qui ne seront pas détaillés dans cette analyse, peuvent être mis en place afin de contrer ces approximations (Voir l'ouvrage de *De Beer* [12] pour plus d'informations).

Cette méthode fournit des valeurs intermédiaires par rapport à *Meyerhof* et la méthode L.G.M. et apparait être, après comparaison avec des résultats d'essais, comme le meilleur compromis entre la sécurité et l'économie pouvant être réalisée.

3 Détermination de la capacité portante en tête de pieu via l'essai pressiométrique

Les directives concernant le dimensionnement d'un pieu à partir des résultats de l'essai pénétrométrique ayant été explicitées dans la section 2, nous pouvons à présent nous consacrer au dimensionnement via le pressiomètre.

Cette section se base essentiellement sur la directive française de fondations profondes concernant l'application de l'*EuroCode 7* en France [6].

Comme explicité dans l'introduction de ce document, les valeurs de pressions limites déterminées via un essai pressiométrique ne peuvent être utilisées directement du fait de leur allure souvent tourmentée. Il est donc indispensable d'effectuer une manipulation sur ces valeurs de pression afin de caractériser correctement et de façon sécuritaire le sol en place.

Pour ce faire, la directive française pour l'application de l'*EuroCode 7* en France [6] pour le dimensionnement de pieux, préconise de se baser sur la détermination d'une pression de rupture en pointe et d'une résistance de frottement axial unitaire. C'est cette méthode que nous tâcherons d'expliciter aux second et troisième points des trois sections ci-dessous (points 3.2 et 3.3), le dimensionnement de pieux ayant besoin de ces valeurs pour être mené à bien. Ce dimensionnement sera quant à lui présenté dans sa globalité à la première sous-section (point 3.1).

Notons dores et déjà que cette directive française est directement basée sur les règles techniques de conception et de calcul des fondations fournies dans le *Fascicule 62 -titre 5*[22].

3.1 Dimensionnement géotechnique à l'état limite sous charge axiale

Ce point est basé uniquement sur la directive pour l'application de l'*EuroCode 7* en France [6] et a pour but de donner un aperçu de la méthode de calcul. Un dimensionnement complet de pieux est effectué par la suite (voir point 4 du présent document) via cette même directive.

Tout comme pour l'essai au pénétromètre, cette directive suppose que les pieux sont réalisés conformément aux normes en vigueur et qu'une bonne reconnaissance géotechnique ait été effectuée au préalable. On suppose également que la fondation est isolée (elle ne fait donc pas partie d'un groupement de pieux). Le canevas des étapes de dimensionnement est le même que pour un dimensionnement au pénétromètre (voir point 2.1).

Dans le cadre d'un dimensionnement, nous devons nous assurer que la fondation sur pieu pourra résister à une charge donnée, et ce avec une sécurité suffisante par rapport à la rupture, que cela soit en phase de construction ou en phase de fonctionnement. Tout comme pour le pénétromètre (équation 26), l'inégalité suivante doit être respectée :

$$F_{c,d} \leq R_{c,d} \tag{26}$$

où

- $F_{c,d}$ est la valeur de calcul de la charge axiale en compression sur la fondation. Elle est déterminée par la valeur représentative de la charge affectée d'un facteur de charge.
- $R_{c,d}$ est la valeur de calcul de la capacité portante dans le cas de pieux en compression. Elle est déterminée par la valeur caractéristique de la capacité portante affectée d'un facteur de charge.

Indépendamment de la résistance de portance du sol vis-à-vis de la fondation, la résistance en compression de la structure composant le pieu doit être vérifiée conformément aux normes relatives aux matériaux qui la constituent.

3.1.1 Valeur de calcul de l'action

La valeur de $F_{c,d}$ est déterminée via :

$$F_{c,d} = F_{c,rep} * \gamma_F \quad (27)$$

où le facteur γ_F est déterminé via le tableau 24 disponible en annexes. Le poids propre n'est pas pris en compte.

En théorie, il convient d'inclure le poids propre de la fondation dans la valeur de charge. Cependant le poids propre est généralement négligé car la pression verticale des terres en base du pieu compense cette charge. Il ne pourrait pas être omis si :

- Du frottement négatif venait à se manifester de façon trop importante ;
- Le sol en place venait à être trop léger ;
- La fondation profonde dépasse de la surface du terrain.

Dans l'éventualité où l'un des cas cités se vérifiait, nous renvoyons le lecteur vers l'*Eurocode 7* [10]

3.1.2 Valeur de la capacité portante

La procédure utilisée dans le cadre de ce travail sera la méthode du « pieu modèle » [6]. Cette méthode se base sur plusieurs sondages effectués sur une zone homogène autour de la base du pieu, c'est-à-dire que dans la zone concernée par le modèle de rupture, la pression limite maximale ne peut pas être deux fois plus élevée que la pression limite minimale. La procédure comporte quatre étapes majeures :

1. La première étape consiste en le calcul de la capacité portante pour chaque essai (la somme d'une composante de frottement et d'une composante de pointe pour déterminer R_c via l'équation 1). La directive préconise d'utiliser des facteurs d'installation qui prendront en compte les différences entre types de pieux. On a, pour la résistance à la pointe :

$$R_b = A_b * q_b \quad (28)$$

où

- A_b est la surface de base du pieu ;
- q_b est la pression de rupture du terrain, définie au point 3.2.

Et pour la résistance de frottement :

$$R_s = \chi_s \int_0^{D_e} q_s(z) dz \quad (29)$$

où

- χ_s est le périmètre du fût ;
- D_e est la profondeur d'encastrement du pieu considérée ;
- $q_s(z)$ est la valeur du frottement axial unitaire limite à l'ordonnée de profondeur z , défini au point 3.3

2. La seconde étape est le calibrage de la capacité portante. La norme préconise l'utilisation d'un facteur de modèle à appliquer sur chacun des essais effectués (γ_{Rd}). Ce facteur tient compte des écarts entre les valeurs calculées et les valeurs réelles. Il a été déterminé via des essais de pieux de façon à ce que, dans 95% des cas, la capacité portante calculée n'excède pas la capacité portante réelle. Ce facteur est déterminé par groupe de type de pieux. On a :

$$R_{c,cal} = \frac{R_c}{\gamma_{Rd,1}} \quad (30)$$

où

- R_c est défini dans l'introduction de ce document par l'équation 1 pour les pieux chargés en compression ;
- $\gamma_{Rd,1}$ est déterminé en fonction du tableau 31 disponible à l'annexe K.

3. Les deux premières étapes permettent de déterminer la capacité portante d'un pieu placé à l'endroit même où l'essai pressiométrique a été mené. On introduira un facteur de corrélation afin de tenir compte de la dispersion des propriétés du sol sur l'étendue surfacique des essais. Ce facteur est appliqué sur le minimum des capacités portantes (χ_{min}) de chaque pressiomètre réalisé mais également sur la moyenne (χ_{moyen}). La plus petite des deux valeurs obtenues sera retenue. Cela nous permet d'obtenir la valeur caractéristique de la capacité portante. On a :

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{moyenne}}{\chi_{moyen}} ; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\chi_{min}} \right\} \quad (31)$$

où

- $(R_{c,cal})_{moyenne}$ est la moyenne sur les essais, des valeurs calibrées de capacités portante ;
- $(R_{c,cal})_{min}$ est le minimum sur les essais, des valeurs calibrées de capacités portante ;

- χ_{moyen} et χ_{min} sont les facteurs de corrélations, déterminés à l’aide de l’annexe L.
4. Par l’introduction du facteur de corrélation, on obtient la valeur caractéristique de la capacité portante qui est garantie à 95%. Des facteurs de sécurité supplémentaire sont appliqués afin d’augmenter cette garantie (γ_t, γ_s et γ_b). On a :

$$R_{c,d} = \frac{R_{b,k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s,k}}{\gamma_s} \quad \text{ou} \quad \frac{R_{c,k}}{\gamma_t} \quad (32)$$

- $R_{c,d}$ est la valeur de calcul de la capacité portante ;
- γ_s, γ_b et γ_t sont fournis à l’aide de l’annexe M.

Les sols ainsi que les types de pieux considérés par la norme française ne correspondent pas forcément dans leur classification à ce que l’on peut retrouver dans la directive belge. Il faudra par conséquent, dans le cas de cette approche par pressiomètre utiliser les tableaux fournis par la norme française et disponibles à l’annexe N (tableau 35 pour les pieux et tableau 36 pour les sols) pour la détermination des différents coefficients.

3.2 Calcul de la pression de rupture de terrain sous la base du pieu

Cette section vise à établir les paramètres intervenant directement dans le calcul de la pression de rupture de terrain q_b qui vaut :

$$q_b = q_0 + k_p p_{te}^* \quad (33)$$

où

- p_{te}^* est défini au point 3.2.1 et plus précisément via l’équation 34 ;
- k_p est le facteur de portance, défini au point 3.2.2 ;
- q_0 est à considérer lorsque l’on se trouve dans l’un des cas particuliers explicités au point 3.1.1.

3.2.1 Pression limite (de rupture) nette équivalente

La notion de pression limite équivalente a pour objet de caractériser le sol participant à la résistance, sous et le long d’une fondation, par un paramètre de calcul unique, représentatif des caractéristiques moyennes des sols concernés [22].

Ce paramètre « équivalent » est calculé en considérant des caractéristiques de sol fournies par les essais dans un intervalle (concerné par le modèle de rupture) autour de la profondeur d’encastrement D_e du pieu dans la formation porteuse. Cet intervalle est pris proportionnel à la largeur du pieu D .

Ce paramètre est calculé différemment en fonction que la fondation soit profonde ou non. Nous abordons ci-dessous les deux aspects de calcul, en approfondissant pour une fondation profonde, calculs détaillés à l'appui.

Fondation superficielle

Pour une fondation superficielle, nous sommes amenés à étudier les caractéristiques du sol sur une profondeur allant jusque $1,5 * b$ sous la semelle de fondation (voir figure 16) (pour rappel : b est la largeur d'une semelle filante).

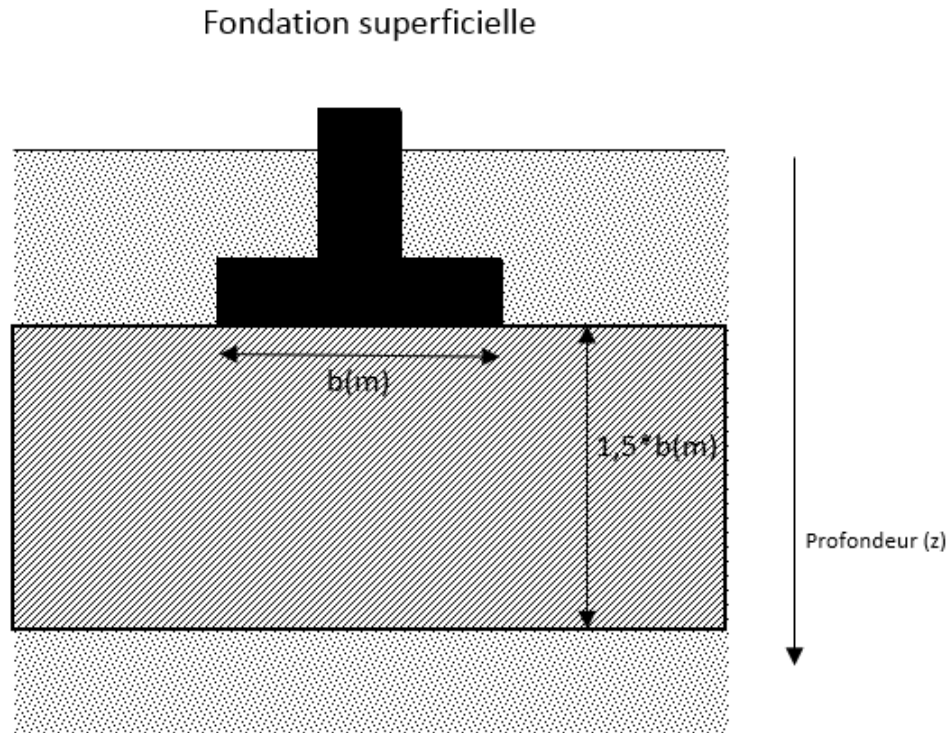


FIGURE 16 – Domaine d'analyse pour une fondation superficielle dans le cadre d'une approche par pressiomètre.

Cette profondeur est suffisante pour rencontrer des sols de caractéristiques et de natures différentes. Pour cette raison, nous devons tenir compte de différents points dans la détermination d'un paramètre équivalent :

- Il existe une zone de battement de nappe. En fonction de l'époque à laquelle ont été effectuées les mesures, le niveau de nappe peut en effet fluctuer et influencer les propriétés de sols. Généralement on extrapolera les valeurs de la nappe, vers la surface ;
- Il existe également une zone influencée directement par le climat (cycles de gèle-dégèle, pluie,...). Cette zone s'étend de 30cm à 1m sous la surface, ce qui nous amène à prendre les propriétés de sol les plus défavorables ;
- La profondeur d'étude peut être limitée si une couche de sol d'excellente qualité venait à être rencontrée à une profondeur moindre que $1,5 * b$.

On aura, par exemple dans le cas d'un terrain homogène (constitué d'un même sol jusque $1,5 * b$), la relation linéaire suivante :

$$p_l^*(z) = az + b$$

Et :

$$p_{le}^*(z) = p_l^*(z_e)$$

où

- $p_l^*(z)$ est la pression limite déterminée par essai pour la profondeur z ;
- $z_e = D_e + 2/3b$;
- $p_{le}^*(z)$ est la pression limite nette équivalente pour la profondeur z .

Pour la tranche de sol : $[D_e; D_e + 1,5 * b]$.

Comme précisé précédemment, il est possible de pousser le raisonnement plus loin. Nous ne le ferons pas dans ce présent document car il concerne les fondations profondes.

Fondation profonde

Dans le cas des fondations profondes, les phénomènes de battement de nappe et d'altération des caractéristiques en surface peuvent être négligés. Il sera souvent préconisé d'atteindre une couche de sol résistant suffisamment en pointe de pieu. De cette façon, les paramètres équivalents pourront être calculés en réalisant l'approximation d'une formation porteuse homogène.

Ainsi, la valeur de la pression limite nette équivalente est obtenue à partir de l'expression suivante :

$$p_{le}^*(D_e) = \frac{1}{b + 3a} \int_{D_e - b}^{D_e + 3a} p_l^*(z) dz \quad (34)$$

où (voir également figure 17) :

- $p_l^*(z)$ est le profil des pressions limites nettes sur la profondeur ;
- D_e est la profondeur d'encastrement de la fondation ;
- $a = \max\{D/2; 0,5\}$;
- $b = \min\{a; h\}$;
- D est la largeur du pieu ;
- h est la hauteur du pieu contenue dans la formation porteuse, généralement égal à D_e .

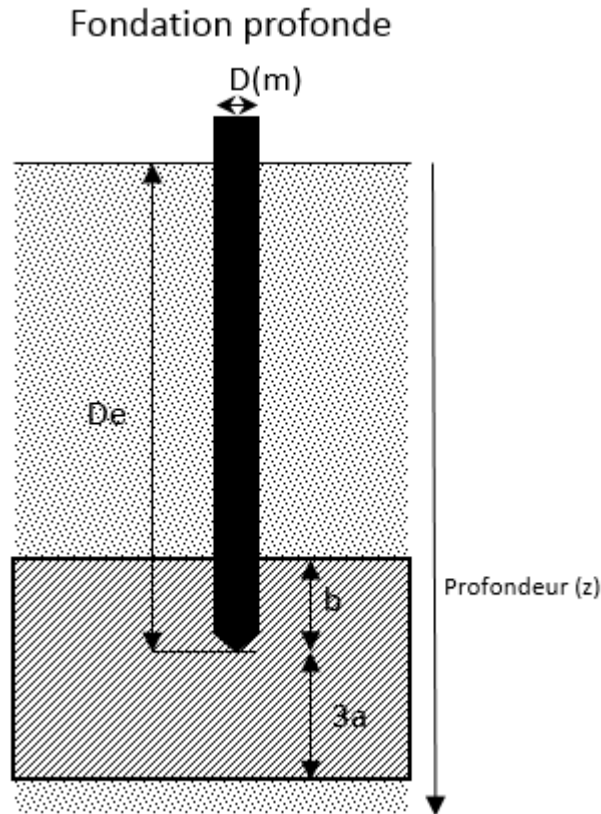


FIGURE 17 – Domaine d’analyse pour une fondation profonde dans le cadre d’une approche par pressiomètre.

3.2.2 Facteur de portance

Le facteur de portance k_p est un paramètre à appliquer directement sur la pression limite nette équivalente dans le but d’obtenir la pression de rupture du terrain.

Ce facteur dépend :

- Du mode de mise en oeuvre de la fondation (actuellement aucune relation avec la forme de la fondation n’a été prouvée) ;
- De la nature du sol dans laquelle se trouve la base du pieu ;
- De la hauteur d’encastrement effective de la fondation D_{ef} .

Concernant l’influence de D_{ef} , on a :

- Si l’encastrement relatif D_{ef}/D est supérieur à 5, on a :

$$k_p(D_{ef}/D) = k_{p,max}$$

- Si l’encastrement relatif D_{ef}/D est inférieur à 5, on a :

$$k_p(D_{ef}/D) = 1 + (k_{p,max} - 1) \frac{D_{ef}/D}{5}$$

où

- la hauteur d’encastrement effective de la fondation D_{ef} est définie comme :

$$D_{ef} = \frac{1}{p_{le}^*} \int_{D_e - h_D}^{D_e} p_l^*(z) dz$$

Avec $h_D = 10 * D_e$.

- Le facteur de portance maximum $k_{p,max}$ est obtenu en consultant le tableau 37 de l'annexe O.

Notons également que, au minimum, l'encastrement effectif est pris égal à $3 * D$ ou à $1,5m$ si le diamètre de pieu est supérieur à $0,5m$.

3.3 Frottement axial unitaire limite

Cette section vise à établir les paramètres intervenant directement dans le calcul du frottement axial unitaire limite $q_s(z)$ qui vaut :

$$q_s(z) = \alpha_{pieu-sol} f_{sol}(p_l^*(z)) \quad (35)$$

où

- p_l^* est la pression limite nette à la profondeur z ;
- $\alpha_{pieu-sol}$ est un facteur adimensionnel tenant compte du type de pieu utilisé ainsi que du type de sol en place. Ce paramètre est déterminé à l'aide de l'annexe et du tableau 38 ;
- f_{sol} est une fonction qui dépend du type de sol et est définie ci-dessous.

La fonction f_{sol} est donnée par l'équation :

$$f_{sol}(p_l^*) = (a * p_l^* + b)(1 - e^{-c * p_l^*})$$

où les valeurs de a , b et c sont obtenus en utilisant le tableau 39 (annexe Q) pour des valeurs entrées en $[MPa]$.

4 Comparaison d'un dimensionnement sur le site d'Awans, rue Noël Heine

Cette section a pour objectif de présenter deux dimensionnements : le premier à partir d'essais au pénétromètre et le second à partir d'essais pressiométriques afin de servir de base comparative.

Afin de réaliser un premier comparatif stable, le nombre d'essais effectués est au nombre de trois tant pour le pénétromètre que pour le pressiomètre. Notons également que tous les essais ont été réalisés sur le même site, présenté au point 4.1.

Nous sélectionnons pour le pénétromètre un pieu de type veriné/battu/préfabriqué en béton et sans base élargie (catégorie 1, voir annexe D). Pour le pressiomètre, nous baserons sur un pieu de type battu préfabriqué en béton (catégorie 9, voir annexe N). Ces deux types de pieux nous semblent être assez proches pour effectuer une comparaison valable entre les deux approches.

Concernant le type de sol, nous considérons pour l'approche pressiométrique via l'annexe N un sol de type intermédiaire (sables limoneux), pour le pénétromètre, le type « sable/limon/ argileux » est sélectionné (note : pour le pénétromètre le type de sol varie en fonction de la profondeur, voir point 4.4.1).

Précisons également que la profondeur d'encastrement est choisie délibérément à 6 mètres, tandis que la charge à reprendre est fixée à $750kN$ et ce, encore une fois, afin de réaliser une première comparaison de ces deux approches.

Notons que cette charge de $750kN$ est considérée égale à $F_{c,d}$, aucun coefficient γ_F (voir annexe B) n'est appliqué ici, la situation étant totalement fictive.

4.1 Localisation du site

Nous avons à notre disposition trois essais pressiométrique ainsi que trois essais « CPT » réalisés sur un terrain situé rue Noël Heine dans la commune d'Awans, voir figure 18.

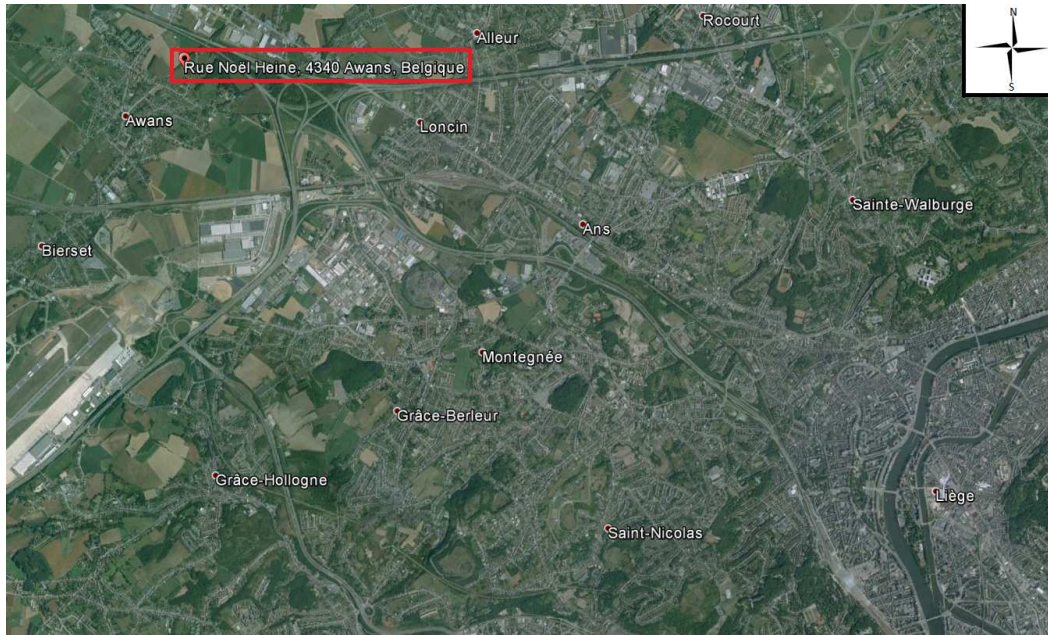


FIGURE 18 – Localisation générale du site (source : *GoogleEarth*).

Ces essais ont été réalisés :

- Entre le 21 et 23 mars 2005 pour les essais pressiométriques ;
- Le 25 mai 2010 pour les essais « CPT ».

Un zoom sur la situation ainsi que sur la localisation précise des essais « CPT » est disponible à la figure 19.

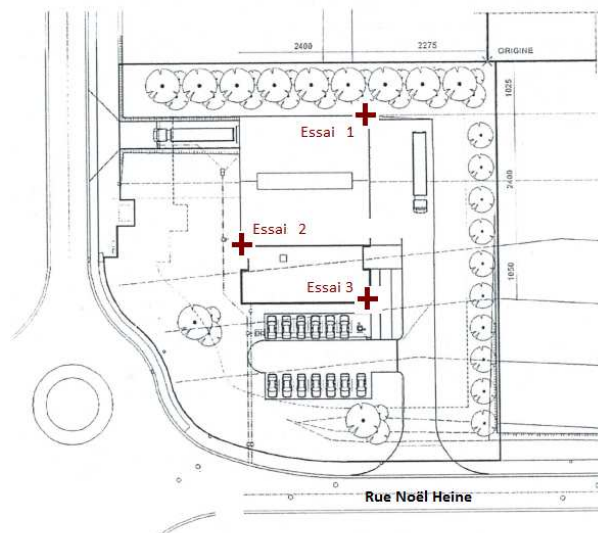


FIGURE 19 – Zoom sur la situation

Nous ne disposons pas de documents rendant compte de la disposition des essais pressiométriques sur le terrain.

4.2 Contexte géologique de la région

La première démarche entreprise est de rendre compte du contexte géologique dans lequel se trouve le site que nous allons étudier.

Pour ce faire, nous disposons des cartes géotechniques de la région liégeoise publiées par la commission de cartographie géotechnique [13].

Cependant, la localisation exacte de notre terrain n'est pas étudiée directement par ces ouvrages. Ils nous fourniront tout de même un aperçu global de la géologie de la région.

La carte géologique correspondant à la zone Alleur-Liège disponible à l'annexe R donne des informations directes vis-à-vis de notre site. On y apprend, en outre, via les données d'un forage réalisé près du site étudié, que nous sommes en présence du contexte visible au tableau 4.

Couche	Epaisseur de la couche [m]	Description de la couche
Limons éoliens	9m	Limon non stratifié, friable, homogène avec éclats de silex, cailloux et graviers sporadiques à la base
Silex	5m	Conglomérat de silex
Craie	28m	Craie blanche ou glauconifère à silex noirs
Smectique	?	Argilite et psammite glauconifères, smectique à gyrolithes

TABLE 4 – Contexte géologique global du site.

Au-delà des enseignements tirés de la carte géologique (annexe R) et du forage identifié sur le même document, le cadre géologique du plateau de Hesbaye auquel nous avons affaire distingue quatre ensembles géologiques principaux :

1. Les formations superficielles quaternaires : Loess ou limon de plateau ;
2. Les sables tertiaires qui recouvrent partiellement la craie (non observés dans le cadre du forage référencé au tableau 4) ;
3. Les formations du secondaire : couche de smectique de puissance comprise entre 10 et 15 mètres surmontée d'une couche de craie parfois érodée avec à son sommet une placage irrégulier de silex résiduels ;
4. Les substratums houillers : grès et schistes avec présence de veines de charbon.

4.3 Essais réalisés

Essais CPT

Ces trois essais ont été réalisés à l'aide d'un vérin hydraulique supportant une mise en charge de $170kN$. Le cône est de type $M1$ (voir point 1.3) et les mesures

sont effectuées tous les 0,2m jusqu'à une profondeur de 15m environ selon l'essai. Les données des essais sont disponibles à l'annexe S.

L'essai fournit :

- La résistance de pointe q_c en MPa , représentée pour chaque essai à la figure 20 ;
- La résistance totale au frottement Q_{st} en kN , représenté à la figure 21.

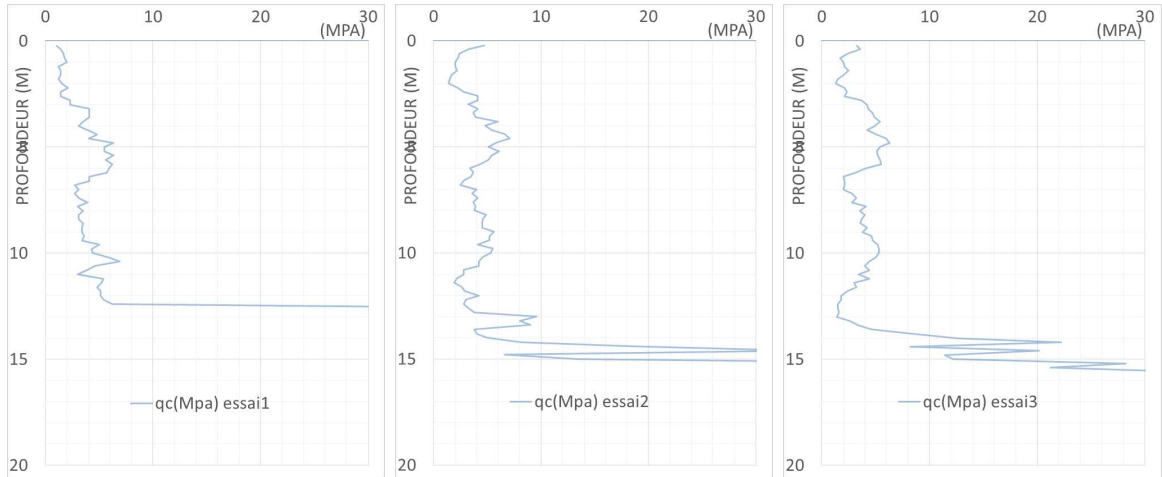


FIGURE 20 – Représentation des trois essais CPT - Résistance de pointe en fonction de la profondeur.

Gauche : essai 1. - Milieu : essai 2. - Droite : essai 3.

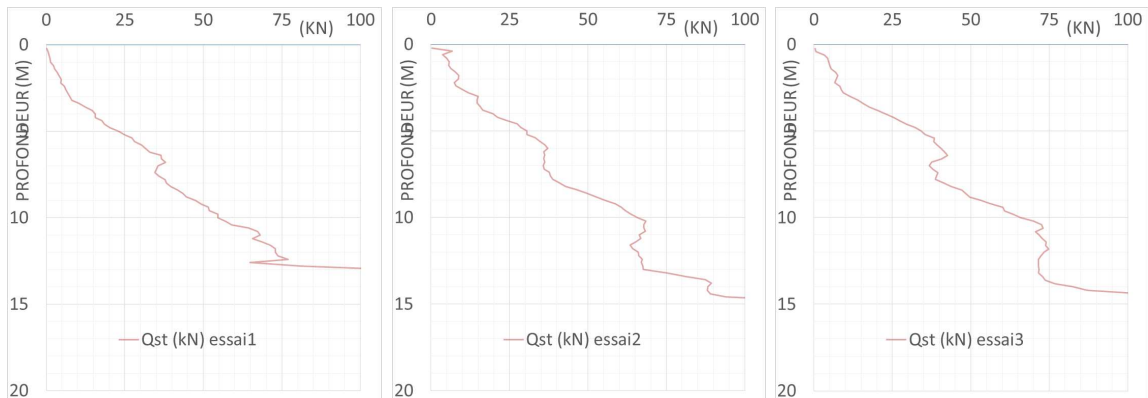


FIGURE 21 – Représentation des trois essais CPT - Résistance totale de frottement en fonction de la profondeur.

Gauche : essai 1. - Milieu : essai 2. - Droite : essai 3.

Essais pressiométriques

Les emplacements précis de ces essais ne sont pas fournis. Les forages préalables au test pressiométrique ont été effectués à la tarière de 63mm de diamètre et arrêtés à 10m de profondeur. Une description des couches de sols observés aux rejets de la tarière permet de caractériser ceux-ci.

Un essai pressiométrique est mené tous les mètres dans les trois forages réalisés. La

sonde utilisée est de type *GA* de 60mm de diamètre. Les mesures sont effectuées, pour chaque palier de pression, 30secondes et 1minute après l'application de celle-ci.

La pression limite est obtenue pour une pression doublant le volume initial de la sonde (voir 1.2). Elle est obtenue via les courbes inverses pressiométriques. Les courbes de pression limite sont représentées à la figure 22. Les données des essais sont disponibles à l'annexe T.

On constate l'absence d'eau dans les forages.

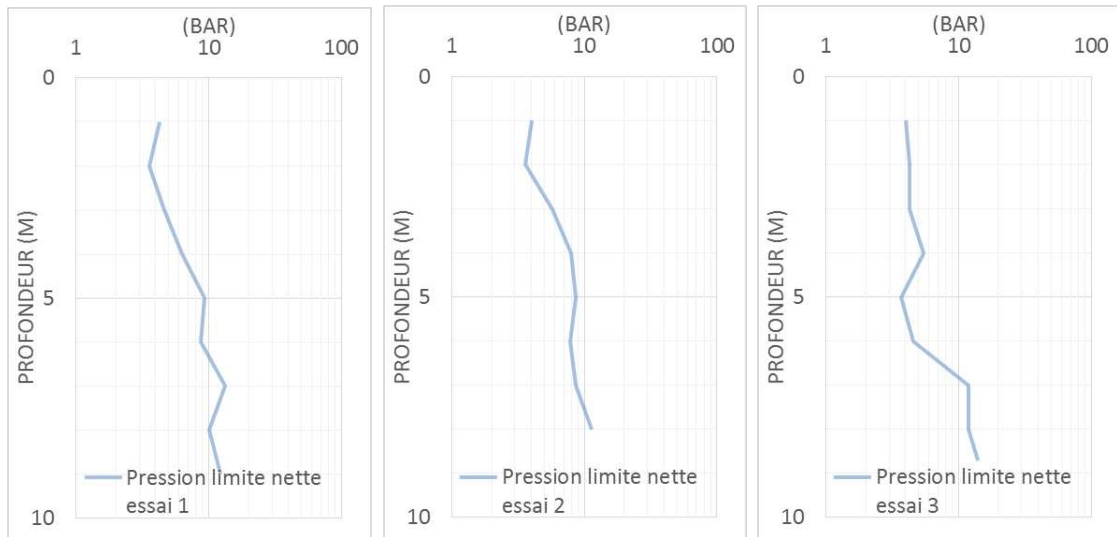


FIGURE 22 – Représentation des trois essais pressiométriques - Pression limite nette (échelle logarithmique) en fonction de la profondeur.
Gauche : essai 1. - Milieu : essai 2. - Droite : essai 3.

Contexte géologique du site

Le contexte géologique du terrain sur lequel ont été réalisés les essais est approximé au tableau 5.

Les diagrammes de la résistance au frottement total (figure 21) présente pour les trois essais une cassure de pente aux alentours de 2 mètres de profondeur. Les diagrammes de la résistance de pointe (figure 20) présentent une brusque augmentation pour une profondeur de 14 mètres environ.

Ces deux constatations couplées avec l'analyse de la région effectuée au point 4.2 et les rejets à la tarière observés lors des essais pressiométriques permettent de dresser avec un bon degré de certitude le tableau 5.

Profondeur (m)	Epaisseur de la couche (m)	Description de la couche
0,1	0,1	Terre arable
0,1	1,7	Limon brun peu compact, humide et plastique
1,7	13	Sable limoneux hétérogène devenant plus compact vers 7m et mêlé à silex partir de 9m
13	?	Silex

TABLE 5 – Contexte géologique du site étudié.

4.4 Dimensionnement au pénétromètre

Le dimensionnement réalisé ci-dessous se conforme à la marche à suivre présentée au point 2.1 suivant la directive belge [3]. Les calculs sont présentés en tenant compte du fait que le diamètre dimensionnant déterminé ci-dessous vaut $D = 0,645m$.

4.4.1 Calcul de la capacité portante R_c

1. Résistance à la pointe :

On a, suivant l'équation 4, pour les différents essais :

$$R_b(1) = \alpha_b * \varepsilon_b * \beta * \lambda * A_b * q_b = 787,77kN \quad \text{essai1}$$

$$R_b(2) = 702,7kN \quad \text{essai2}$$

$$R_b(3) = 673,12kN \quad \text{essai3}$$

où

- $\alpha_b = 1$ via l'annexe D tableau 26 ;
- $\varepsilon_b = 1$ car la base n'est pas élargie ;
- $\beta = 1$ car la fondation est de forme circulaire ;
- $A_b = 0,326m^2$ car le diamètre du pieu est égal à $0,645m$;
- $\lambda = 1$ via l'annexe F (figure 38) ;
- Pour q_b la valeur est obtenue via la méthode de *De Beer* explicitée au point 2.2 à la profondeur de 6 mètres pour les trois essais, voir figure 23.

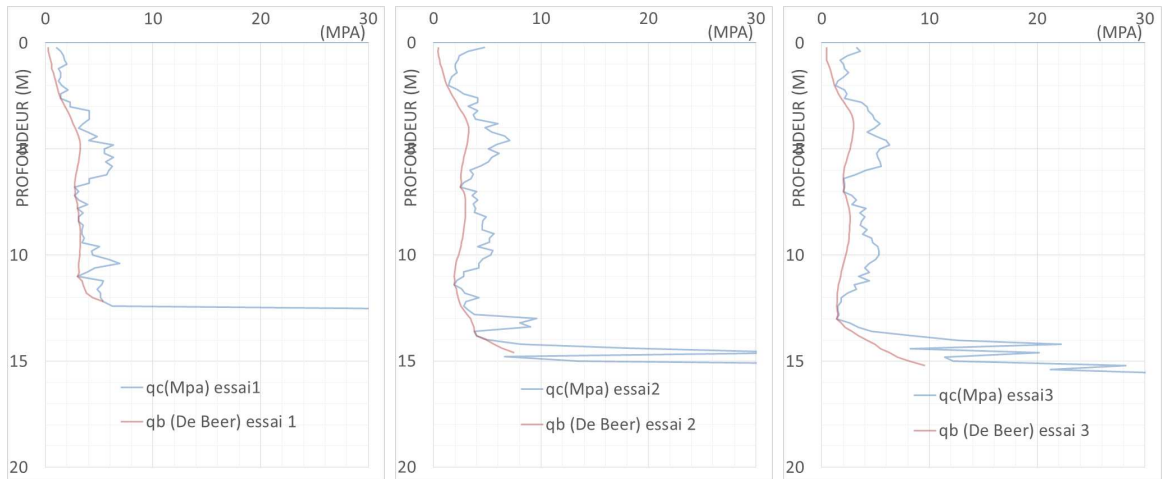


FIGURE 23 – Résistance de pointe et résistance unitaire de rupture en fonction de la profondeur de fondation.
Gauche : essai 1. - Milieu : essai 2. - Droite : essai 3.

2. Résistance de frottement :

On a, suivant l'équation 5, pour les différents essais :

$$R_s(1) = \chi_s * \Sigma(\alpha_{s,i} * h_i * q_{s,i}) = 466,66kN \quad \text{essai1}$$

$$R_s(2) = 599,29kN \quad \text{essai2}$$

$$R_s(3) = 568,89kN \quad \text{essai3}$$

où

- $\alpha_{s,i} = 1$ via l'annexe D tableau 26 ;
- $\chi_s = 2,02m$ (périmètre du fût) ;
- $h = 6m$ est la somme des épaisseurs des couches de sol ;
- $q_{s,i} = \eta_{p,i}^* q_{c,m,i}$ pour chaque essai individuellement ;
- $\eta_{p,i}^* = 1/80$ (coefficient relatif aux limons sableux) sur toute la profondeur, sauf sur les deux premier mètres où l'on prend $\eta_{p,i}^* = 1/60$ (coefficient relatif aux limons) via l'annexe G ; (tableau27) ;
- $q_{c,m,i}$ est la valeur de q_c pour la couche considérée, à condition que $q_c \geq 1MPa$

Et via l'équation 1, on a :

$$R_c(1) = R_b(1) + R_s(1) = 1254,43kN \quad \text{essai1}$$

$$R_c(2) = R_b(2) + R_s(2) = 1301,49kN \quad \text{essai2}$$

$$R_c(3) = R_b(3) + R_s(3) = 1242,01kN \quad \text{essai3}$$

4.4.2 Détermination de la capacité portante de calcul $R_{c,d}$

On a :

1. Application du facteur de modèle :

Via l'équation 6, on a :

$$R_{c,cal}(1) = R_c(1)$$

$$R_{c,cal}(2) = R_c(2)$$

$$R_{c,cal}(3) = R_c(3)$$

car $\gamma_{Rd,1} = 1$ (voir tableau 28 disponible à l'annexe H).

2. Application des facteurs de corrélation :

Via l'équation 7, on a :

$$R_{c,k} = \min\left\{\frac{(R_{c,cal}(1) + R_{c,cal}(2) + R_{c,cal}(3))/3}{\chi_3}; \frac{(\min(R_{c,cal}(1); R_{c,cal}(2); R_{c,cal}(3)))}{\chi_4}\right\}$$

$$= 1012,91kN$$

où

- $\chi_3 = 1,25$ car on ne dimensionne qu'un pieu et que les essais sont effectués à l'intérieur d'une zone de $30m^2$ (valeur obtenue via l'annexe I) ;
- $\chi_4 = 1,08$ justifié par la même raison que χ_3 (valeur obtenue via l'annexe I).

3. Application des facteurs de sécurité partiels :

Via l'équation 8, on a :

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_t} = 750,31kN$$

Avec $\gamma_t = 1,35$ via $\gamma_s = 1,35$ et $\gamma_b = 1,35$ de l'annexe J (pieu battu/vériné).

Au final, on a bien :

$$F_{c,d} = 750kN \leq R_{c,d} = 750,31kN$$

Pour un pieu de 645cm de diamètre.

En fait, l'inégalité suivante est donc tout juste assurée. On peut visualiser les résultats via la figure 24

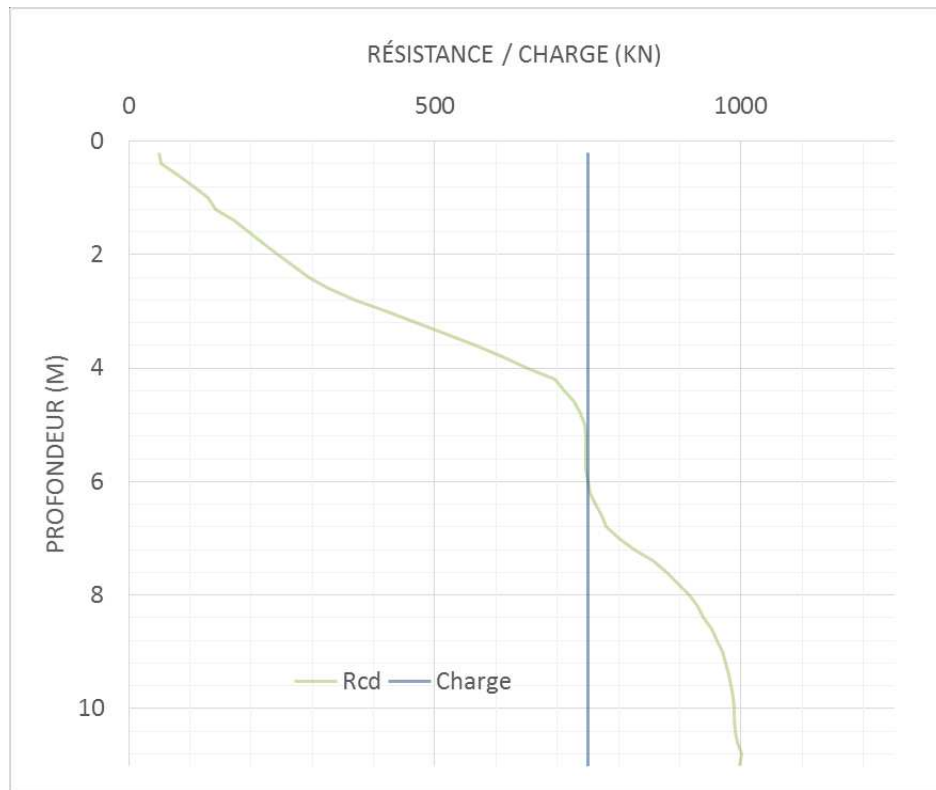


FIGURE 24 – Évolution de la résistance de calcul en fonction de la profondeur de fondation.

4.5 Dimensionnement au pressiomètre

Le dimensionnement réalisé ci-dessous suit la marche à suivre présentée au point 3.1 suivant la norme française [6]. Les calculs sont présentés en tenant compte du fait que le diamètre dimensionnant déterminé vaut $D = 0,74m$.

Compte tenu du fait que les essais « CPT » nous donnent de bonnes informations concernant le sol en place, c'est-à-dire des caractéristiques qui s'améliorent ou stagnent avec la profondeur, et que l'allure des pressions limites sur l'intervalle de 0 à 9 mètres de profondeur va également dans ce sens, **nous ferons l'hypothèse de fixer les valeurs de pression limite jusqu'à la profondeur de 12 mètres en les prenant égales à la valeur connue (de pression limite) la plus profonde.**

Le choix de porter les valeurs jusqu'à 12 mètres est motivé par le fait que si l'on veut calculer une capacité portante pour une profondeur de 9 mètres, le modèle de rupture qui peut se développer jusqu'à trois fois le diamètre du pieu sous sa base, a besoin des valeurs de pression limite se situant à $9 + 3 * D = 11,21$ mètres de profondeur. Nous avons donc besoin des valeurs jusqu'à 12 mètres.

4.5.1 Calcul de la capacité portante R_c

1. Résistance à la pointe :

On a, suivant l'équation 28 pour les différents essais :

$$R_b(1) = A_b * q_b = 1131,6kN \quad \text{essai1}$$

$$R_b(2) = 878,28kN \quad \text{essai2}$$

$$R_b(3) = 951,94kN \quad \text{essai3}$$

où

- $A_b = 0,43m^2$ car le diamètre du pieu est égal à $0,74m$;
- Pour q_b la valeur est obtenue via application de la méthode décrite au point 3.2 à la profondeur de 6 mètres pour les trois essais, voir figure 25. Pour rappel : $q_b = q_0 + k_p p_{le}^*$ où à la profondeur de 6 mètres, on a :
 - k_p pour l'essai 1 vaut : $k_p(1) = k_{p,max} = 3,1$; pour l'essai 2 : $k_p(2) = k_{p,max} = 3,1$; pour l'essai 3 : $k_p(3) = k_{p,max} = 3,1$. Voir annexe O, pour la valeur de $k_{p,max}$ (pieu de classe4) ;
 - p_{le}^* pour l'essai 1 vaut : $p_{le}^*(1) = 0,849Mpa$; pour l'essai 2 : $p_{le}^*(2) = 0,658Mpa$; pour l'essai 3 : $p_{le}^*(3) = 0,715Mpa$.

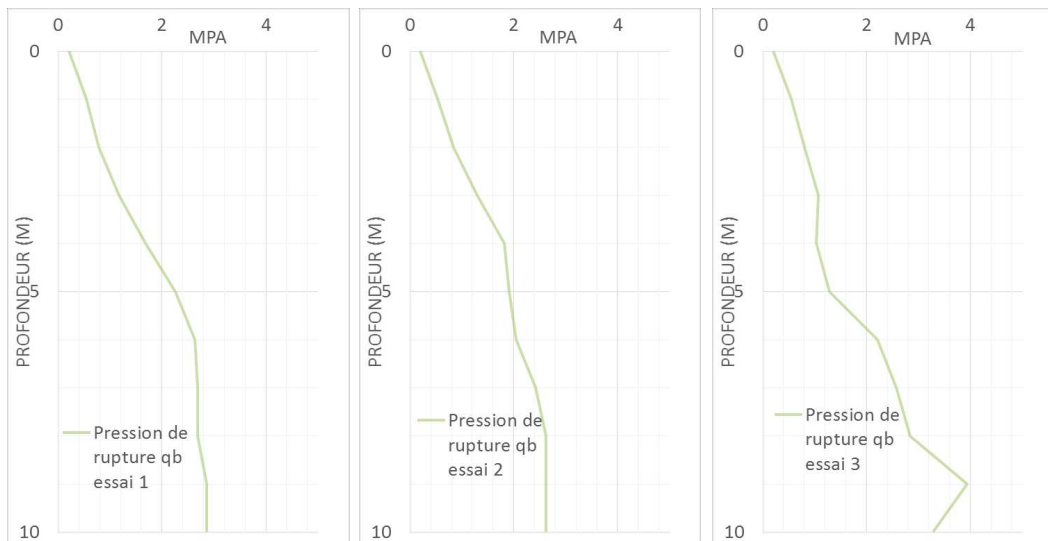


FIGURE 25 – Pression de rupture du terrain en fonction de la profondeur de fondation.
Gauche : essai 1. - Milieu : essai 2. - Droite : essai 3.

2. Résistance de frottement :

On a, suivant l'équation 29 pour les différents essais :

$$R_s(1) = \chi_s \int_0^{D_e} q_s(z) dz = 377,18kN \quad \text{essai1}$$

$$R_s(2) = 332,34kN \quad \text{essai2}$$

$$R_s(3) = 225,33kN \quad \text{essai3}$$

où

- $D_e = 6m$ est la profondeur de fondation ;
- $\chi_s = 2,32m$ est le périmètre du fût ;
- $q_s(z)$ est donné à la figure 26 et est déterminé via la méthode présentée au point 3.3. Pour rappel, on a : $q_s(z) = \alpha_{pieu-sol} f_{sol}(p_l^*(z))$ où on prend :
 - Les paramètres a , b et c relatifs à la courbe Q2 pour la détermination de f_{sol} , voir annexe Q ;
 - Le coefficient $\alpha_{pieu-sol}$ est pris égal à 1,4, voir annexe P (sol intermédiaire).

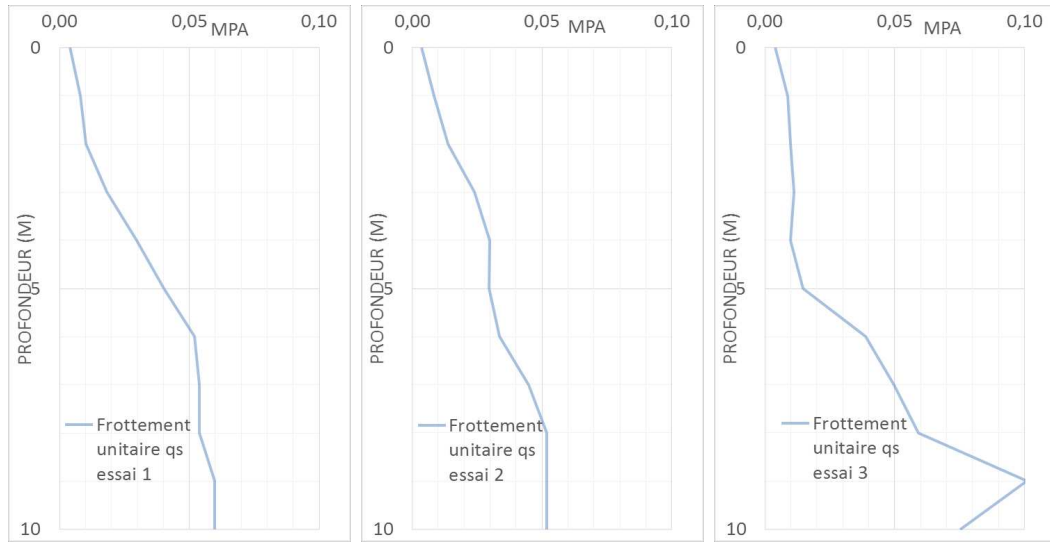


FIGURE 26 – Évolution du frottement unitaire axial en fonction de la profondeur de fondation.

Gauche : essai 1. - Milieu : essai 2. - Droite : essai 3.

Et via l'équation 1, on a :

$$R_c(1) = R_b(1) + R_s(1) = 1508,78kN \quad \text{essai1}$$

$$R_c(2) = R_b(2) + R_s(2) = 1210,62kN \quad \text{essai2}$$

$$R_c(3) = R_b(3) + R_s(3) = 1177,27kN \quad \text{essai3}$$

4.5.2 Détermination de la capacité portante de calcul $R_{c,d}$

On a :

1. Application du facteur de modèle :

Via l'équation 30, on a :

$$R_{c,cal}(1) = 1311,98kN$$

$$R_{c,cal}(2) = 1052,71kN$$

$$R_{c,cal}(3) = 1023,71kN$$

car $\gamma_{Rd,1} = 1,15$ (voir tableau 31 disponible à l'annexe K).

2. Application des facteurs de corrélation :

Via l'équation 31, on a :

$$R_{c,k} = \min\left\{\frac{(R_{c,cal}(1) + R_{c,cal}(2) + R_{c,cal}(3))/3}{\chi_{moyen}}; \frac{(\min(R_{c,cal}(1); R_{c,cal}(2); R_{c,cal}(3)))}{\chi_{min}}\right\}$$
$$= 832,28kN$$

où

- $\chi_{moyen} = 1,33$ car on dimensionne sur base de trois essais pressiométriques (valeur obtenue via l'annexe L, tableau 32) et que, vu que nous disposons pas de référence vis à vis de la reconnaissance des essais, nous prendrons une surface de reconnaissance géotechnique S égale à la surface de référence $S_{ref} = 2500m^2$ (afin d'être pleinement sécuritaires), on a par conséquent, via l'annexe L (figure 39), un coefficient qui vaut :

$$\chi_{moyen} = 1 + (1,33 - 1)\sqrt{S/S_{ref}} = 1,33$$

- $\chi_{min} = 1,23$ car on dimensionne sur base de trois essais pressiométriques (valeur obtenue via l'annexe L, tableau 32), même raisonnement que pour χ_{moyen} .

3. Application des facteurs de sécurité partiels :

Via l'équation 32, on a :

$$R_{c,d} = \frac{R_{b,k}}{\gamma_t} = 756,62kN$$

Avec $\gamma_t = 1,1$ via l'annexe M (pieu battu/vériné).

Au final, on a bien, pour un pieu de 77cm de diamètre :

$$F_{c,d} = 750kN \leq R_{c,d} = 756,62kN$$

L'évolution de la capacité portante en fonction de la profondeur de fondation, est visible à la figure 27.



FIGURE 27 – Évolution de la résistance de calcul en fonction de la profondeur.

4.6 Comparaison des dimensionnements

Ce premier dimensionnement sur base des deux méthodes nous permet d'effectuer quelques brefs comparatifs.

Les caractéristiques de dimensionnement sont visibles au tableau 6.

	Pénétrromètre	Pressiomètre
Profondeur de fondation D_e	6 mètres	6 mètres
Charge à reprendre	750kN	750kN
Diamètre de base du pieu D	0,645 mètres	0,74mètres
Type de sol	Limon sableux	Sol intermédiaire (Limon, sables,...)
Type de pieux	Battu/Vériné de catégorie 1	Battu de catégorie 9 (classe4)

TABLE 6 – Comparaison caractéristique des pieux issus du dimensionnement.

On constate que, pour un ensemble de paramètres fixés pour les deux dimensionnements (charge, profondeur, type de sol et type de pieu), l'approche pressiométrique est plus sécuritaire.

Il est également bon de préciser que l'ordre de grandeur des dimensionnements est sensiblement le même, ce qui est rassurant.

Les coefficients de dimensionnement sont visibles au tableau 7.

	Pénétrromètre		Pressiomètre	
Calcul de R_b	α_b	1	$k_{p,max}$	3,1
	ϵ_b	1	-	-
	λ	1	-	-
Calcul de R_s	α_s	1	$\alpha_{pieu/sol}$	1,4
	$\eta_{p,i}^*$	1/80	f_{sol}	Varie avec profondeur
Coefficient de modèle	$\gamma_{Rd,1}$	1	$\gamma_{Rd,1}$	1,15
Coefficient partiel de sécurité	γ_t	1,35	γ_t	1,1
Coefficient de corrélation	χ_3	1,25	χ_{Moyen}	1,33
	χ_4	1,08	χ_{Min}	1,23

TABLE 7 – Comparaison des coefficients utilisés dans le cadre des deux dimensionnements.

La méthode de détermination de $R_{c,d}$ étant la même aux coefficients près, on remarque que les coefficients de sécurité et de corrélation divergent pour un même cas pratique.

On se rend cependant compte qu'il est difficile de comparer les deux approches pour la détermination de la capacité portance R_c . En effet, les formules ne sont pas comparables en termes de coefficients pour le calcul de R_s et de R_b .

Cette différence notoire est visible aux figures suivantes. Nous avons réalisé deux types de comparaisons, la première consiste en la comparaison de la moyenne sur les

trois essais des résistances de pointe, de frottement et totale pour le pénétromètre d'une part et pour le pressiomètre d'autre part (voir figure 28). La seconde consiste en la comparaison du minimum sur les essais des trois résistances (voir figure 29).

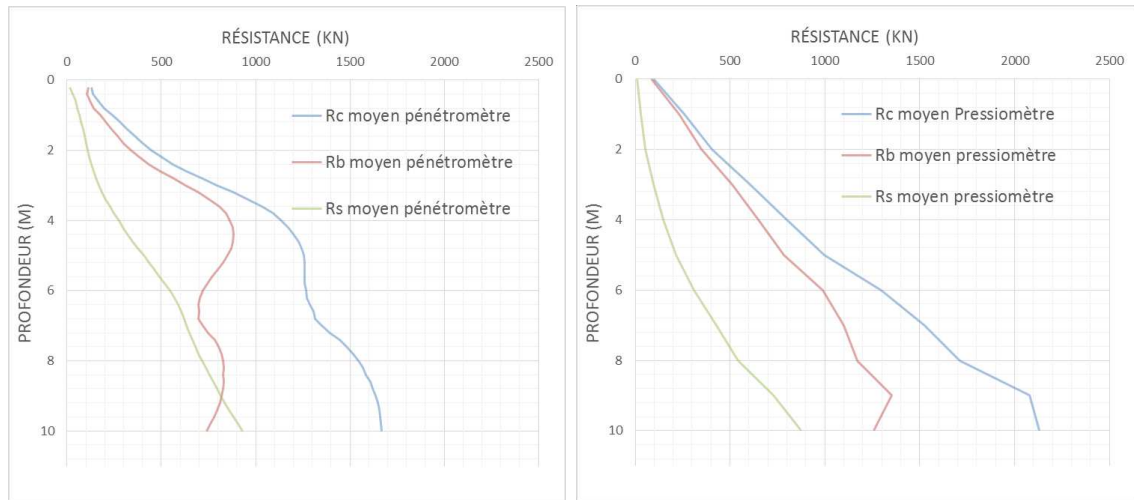


FIGURE 28 – Comparaison des résistances moyennes de pointe, de frottement et totales sans application de coefficients.

Gauche : cas d'une approche au pénétromètre - Droite : cas d'une approche au pressiomètre

On constate qu'en l'absence d'application de coefficients de corrélation, de modèle et partiels de sécurité, le comportement des résistances totales R_c est sensiblement différent. Tout en restant dans des intervalles relativement proches, on remarque que suivant l'ordonnée de profondeur cette résistance peut être plus importante pour l'une ou l'autre méthode. Cette différence ressort essentiellement de la résistance R_b qui donne des résultats différents selon la méthode, tandis que la résistance au frottement R_s possède la même allure dans les différents cas ainsi que le même ordre de valeurs. Cela provient de la méthode de détermination de q_b différente pour les deux cas (méthode *De Beer* pour le pénétromètre et méthode de pression limite nette équivalente pour le pressiomètre).

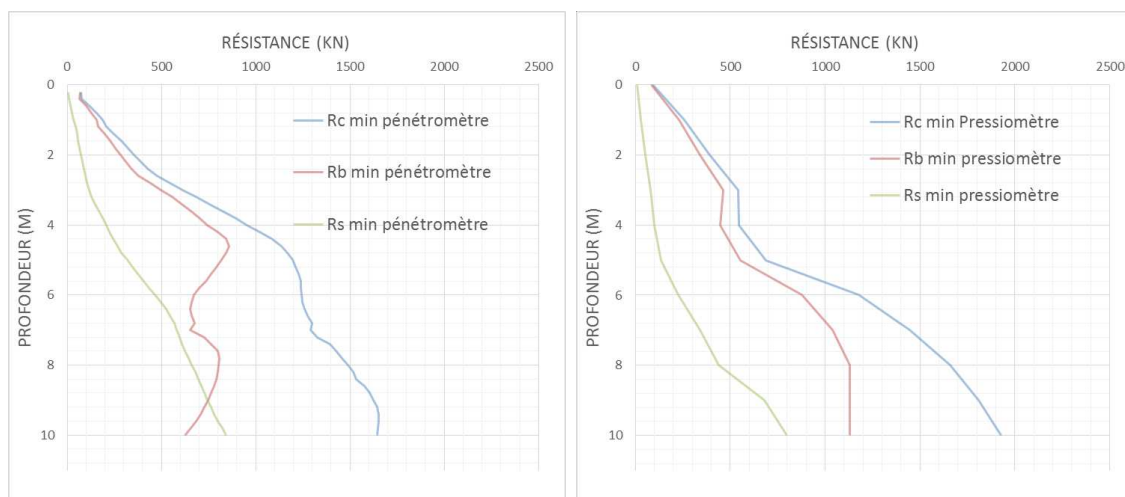


FIGURE 29 – Comparaison des résistances minimum de pointe, de frottement et totales sans application de coefficients.

Gauche : cas d'une approche au pénétromètre - Droite : cas d'une approche au pressiomètre

Si l'on regarde à présent le minimum sur les essais, le même type de constatation peut être effectué. La résistance de frottement possède la même allure que l'on soit dans le cas d'une approche pressiométrique ou dans le cas d'une approche par pénétromètre. L'ordre de grandeur de valeurs pour R_c est le même mais la courbe possède une allure différente. Cela provient encore une fois de l'allure de R_b .

4.7 Dimensionnement du pieu en béton armé

Au-delà de la capacité portante de calcul à la base du pieu que nous avons déterminé, nous devons également vérifier que la fondation en béton sollicitée par la charge que nous avons sélectionnée soit également résistante à l'état limite ultime.

Pour ce faire, nous nous basons sur les recommandations fournies par l'*EuroCode 2* [9] sur le béton et dérivés mais également sur l'ouvrage : *Les ouvrages en béton : Durabilité, dimensionnement et esthétique* [15].

Encore une fois, la situation ainsi que la charge appliquée étant fictives, aucun coefficient γ_F (voir annexe B) n'est appliqué. La charge de $750kN$ est par conséquent considérée égale à $F_{c,d}$.

Le dimensionnement ci-dessous est réalisé en tenant compte :

- qu'il s'agit d'un pieu isolé, il n'y a donc pas d'effet de groupe et la charge est pleinement reprise par cet unique pieu ;
- que la demande dans le cadre de ce document est d'étudier le comportement sous charge axiale. Toute contribution transversale est donc négligée, qu'il s'agisse d'efforts ou de poussées de terres ;
- que le diamètre le plus faible de 0,645 mètres (déterminé à partir de la méthode au pénétromètre) est dimensionnant

L'élément de fondation en béton sera donc uniquement vérifié en section et compression pure.

La résistance de calcul en compression vaut :

$$f_{cd} = \frac{\gamma_{CC} f_{ck}}{\gamma_C} = 10,667 MPa$$

où

- f_{cd} est la résistance de calcul en compression du béton ;
- f_{ck} est la résistance caractéristique en compression du béton. Nous sélectionnons dans notre cas un béton de classe C16/20 suffisamment résistant compte tenu de la charge appliquée ;
- γ_C est le coefficient partiel de sécurité relatif au béton pris égal à 1,5 (la situation est considérée durable et transitoire) conformément aux directives de l'*EuroCode2* ;
- γ_{CC} est un coefficient tenant compte des effets à long terme sur la résistance en compression et des effets défavorables résultant de la manière dont la charge est appliquée [9]. La valeur recommandée est de 1.

Notons pour information que si le pieu avait été coulé en place sans tubage, il aurait fallu appliquer un coefficient $k_f = 1,1$ au coefficient partiel γ_C .

La contrainte due à la charge introduite dans le béton vaut :

$$\sigma_{cd} = F_{cd}/A_b = 2192 kN/m^2 = 2,296 MPa$$

On a donc bien :

$$\sigma_{cd} \leq f_{cd}$$

Il nous reste à poser un armaturage forfaitaire et à préciser l'enrobage de ce dernier.

Pour les fondation, l'*EuroCode* conseille de prendre :

- un diamètre d'armaturage de minimum : $\phi = 8mm$;
- une aire minimale d'armaturage de $A_{s,min} = 0,1 * F_{cd}/f_{yd} = 172mm^2$.

le nombre d'armatures vaut donc :

$$N_{min} = A_{s,min}/A_{armature} = 3,42$$

Nous devons donc poser quatre armatures.

5 Comparaison des approches de dimensionnement

Nous allons, tout en restant sur le même site (Awans, rue Noël Heine), faire varier divers paramètres relatifs aux normes et tâcher de visualiser leur influence sur les dimensionnements de pieu, la référence de base étant le travail réalisé au point 4.

Afin de comparer l'influence qu'un changement de paramètre peut avoir sur l'une ou l'autre méthode, nous fournirons à chaque fois et pour chacune des approches de dimensionnement les graphiques de la capacité portante de calcul en fonction de la profondeur de pieu.

Dans cette section nous aborderons les comparatifs suivants :

- Influence du facteur de corrélation
- Influence du type de pieu

Un dernier point concernant les types de sols présentés par les différentes normes sera discuté.

5.1 Influence du facteur de corrélation

Généralement, sur un site donné et contrairement à ce que l'on a pu avoir dans le cas des dimensionnements réalisés au point 4, le nombre d'essais pénétrométriques est plus important que le nombre d'essais pressiométriques réalisés dans un même lieu. Ces derniers sont généralement effectués dans l'axe direct du futur emplacement du pieu, ce qui n'est pas forcément le cas des essais CPT.

Nous faisons varier ci-dessous le nombre d'essais pris en compte afin d'étudier l'influence de ce paramètre directement lié au nombre d'essais effectués ainsi qu'à leur distribution (densité d'essais sur une surface).

Le facteur de corrélation intervient dans le dimensionnement via les équations 7 (pénétrromètre) et 31 (pressiomètre), pour rappel respectivement :

$$R_{c,k} = \min\left\{\frac{(R_{c,cal})_{moyenne}}{\chi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\chi_4}\right\}$$

et

$$R_{c,k} = \min\left\{\frac{(R_{c,cal})_{moyenne}}{\chi_{moyen}}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\chi_{min}}\right\}$$

Les facteurs de corrélation sont déterminés à l'aide des tableaux 8 et 9 suivants pour le pénétromètre (également disponibles à l'annexe I).

Nombre de pieux	Densité des essais de pénétration				
	1 CPT pour surface de 10m ²	1 CPT pour surface de 50m ²	1 CPT pour surface de 100m ²	1 CPT pour surface de 300m ²	1 CPT pour surface de 1000m ²
-					
1	1,25	1,29	1,32	1,36	1,4
2	1,21	1,25	1,28	1,32	1,36
3	1,18	1,21	1,24	1,28	1,32
4-10	1,15	1,19	1,21	1,25	1,29
>10	1,14	1,17	1,2	1,24	1,27

TABLE 8 – Détermination du coefficient de corrélation χ_3 .

Nombre de pieux	Densité des essais de pénétration				
	1 CPT pour surface de 10m ²	1 CPT pour surface de 50m ²	1 CPT pour surface de 100m ²	1 CPT pour surface de 300m ²	1 CPT pour surface de 1000m ²
-					
1	1,08	1,17	1,23	1,31	1,4
2	1,05	1,13	1,19	1,28	1,36
3	1,02	1,1	1,16	1,24	1,32
4-10	1	1,07	1,13	1,21	1,29
>10	1	1,06	1,12	1,2	1,27

TABLE 9 – Détermination du coefficient de corrélation χ_4 .

Et via le tableau 10 pour l'approche au pressiomètre, couplé à l'utilisation de l'équation 36 (également disponibles à l'annexe L).

Nombre d'essais	1	2	3	4	5	7	10
χ'_3	1,4	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
χ'_4	1,4	1,27	1,23	1,2	1,15	1,12	1,08

TABLE 10 – Détermination des coefficients de corrélation χ'_3 et χ'_4 .

$$\chi_i = 1 + (\chi'_i - 1) * \sqrt{\frac{S}{S_{ref}}} \quad (36)$$

5.1.1 Caractéristiques des dimensionnements effectués

Les paramètres fixés sont :

- La charge appliquée : $F_{c,d} = 750kN$;
- Les types de sol sont gardés identiques aux dimensionnements réalisés au point 4 (intermédiaires, sableux/limoneux) ;
- Les types de pieux sont également gardés identiques au point 4 (battus) ;
- Les diamètres dimensionnant sont fixés à $0,645m$ pour l’approche au pénétromètre et à $0,74m$ pour l’approche au pressiomètre pour les essais de référence (diamètres dimensionnant pour une profondeur de pieu de 6 mètres).

Nous choisissons de faire varier les paramètres χ_3 (ou χ_{moyen} dans le cas d’une approche pressiométrique) et χ_4 (ou χ_{min} dans le cas d’une approche pressiométrique).

Nous faisons par conséquent varier le nombre d’essais considérés et leur densité.

- Premier cas : trois « CPT » réalisés pour un essai pressiométrique. Les facteurs $\chi_3 = 1,25$ et $\chi_4 = 1,08$ sont inchangés, tandis que les facteurs χ_{moyen} et χ_{min} passent respectivement de $1,33$ à $1,4$ et de $1,23$ à $1,4$. Nous considérons ici pour le pressiomètre, comme dans le cas de base, une surface de reconnaissance géotechnique S égale à la surface de reconnaissance géotechnique de référence $S_{ref} = 2500m^2$ (voir tableau 10 et équation 36) ;
- Deuxième cas : A l’instar du premier cas, on passe de trois à un essai pressiométrique. Cependant, au lieu de considérer $S = S_{ref}$, nous prendrons à présent $S = 100m^2$ pour le calcul des facteurs de corrélation ($100m^2$ étant la limite inférieure pour la valeur de surface de reconnaissance et ce pour une bonne pratique de la formule fournie à l’annexe L) et ainsi tenir compte d’un emplacement de l’essai pressiométrique au plus près du futur emplacement du pieu. On obtient donc les coefficients suivants : $\chi_{moyen} = 1,08$ et $\chi_{min} = 1,08$. L’influence de la surface de reconnaissance sur le facteur de corrélation est manifestement très importante.

Notons que le cas numéro 2 est le plus représentatif de ce que l’on pourrait retrouver dans une situation réelle (un essai pressiométrique réalisé sur l’emplacement même du pieu et entouré d’essais CPT).

5.1.2 Résultats et interprétations

Cas 1

La figure 30 met en parallèle les résultats du dimensionnement au pressiomètre du cas de base présenté à la section 4 et les résultats d’un dimensionnement au pressiomètre dans le même cadre mais en ne considérant les résultats que d’un seul essai pressiométrique. On a donc pour les essais 1, 2 et 3 les résultats suivants :

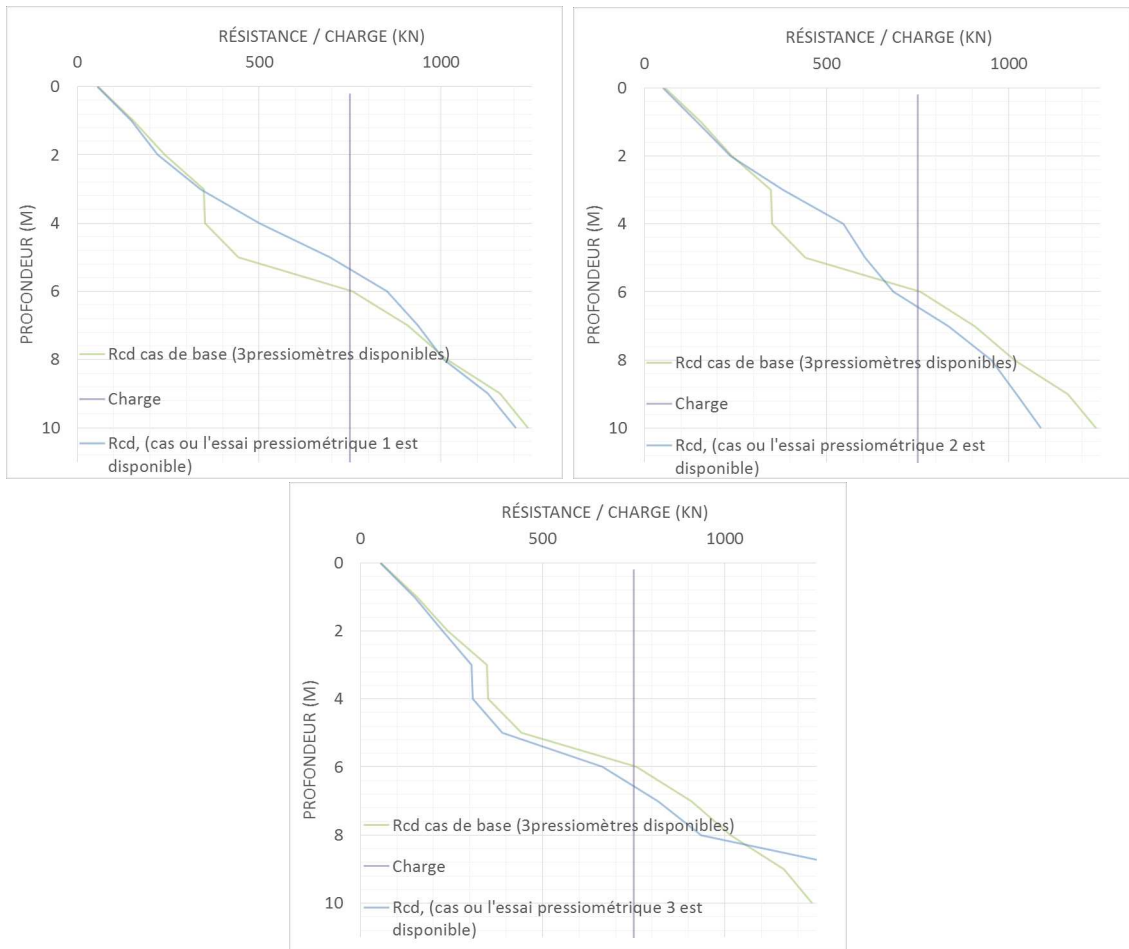


FIGURE 30 – Comparaison des résistances de calcul en fonction de la profondeur de fondation entre les résultats de base (trois essais disponibles et où $\chi_{moyen} = 1,33$ et $\chi_{min} = 1,23$) et les résultats relatifs à un essai (où $\chi_{moyen} = \chi_{min} = 1,4$).
Gauche : cas d’une approche au pressiomètre relative à l’essai 1 - Droite : cas d’une approche au pressiomètre relative à l’essai 2 - Dessous : cas d’une approche au pressiomètre relative à l’essai 3

On constate que dans deux cas sur trois, la manipulation effectuée sur les coefficients χ conduit à une diminution globale de la capacité portante de calcul par rapport au cas de base. Cela nous indique donc qu’en fonction de l’essai pressiométrique sélectionné/effectuée, les résultats peuvent changer de manière assez importante et rendre l’une ou l’autre méthode de dimensionnement plus sécuritaire.

Un nouveau dimensionnement, propre à chaque situation d’essai, doit être mené. Ainsi, deux choix s’offrent à nous, soit :

- on augmente ou on diminue la profondeur de pieu, tout en gardant le diamètre égal à $0,74\text{cm}$, jusqu’à obtenir la capacité portante souhaitée ;
- on augmente ou on diminue le diamètre de pieu, tout en gardant la profondeur de fondation inchangée (6 mètres), jusqu’à obtenir la capacité portante voulue.

Pour chacun de ces deux choix, nous quantifierons la différence par rapport au dimensionnement de référence effectué pour un cas où trois essais pressiométriques sont considérés.

1. A diamètre constant.

A partir de la figure 30, on détermine la profondeur de fondation nécessaire pour des pieux de diamètre égaux à $0,74m$, on a :

	Dimensionnement à partir de :					
	3 essais CPT (diamètre di- mensionnant de $0,645m$)	3 essais pressiomé- triques	Essai 1 au pressio- mètre	Essai 2 au pressio- mètre	Essai 3 au pressio- mètre	
Profondeur de pieu	6m	6m	5,2m	6,2m	6,4m	

TABLE 11 – Profondeur de fondation pour des dimensionnements réalisés à partir de différents essais (cas 1).

	Dimensionnement à partir de :					
	Essais de base (trois pressio- mètres)	Essai 1 au pressio- mètre	Essai 2 au pressio- mètre	Essai 3 au pressio- mètre	3 essais CPT	
Pourcentage de différence sur le volume de pieu en [%]	0% (Volume = $2,58m^3$)	-13,34%	+3,34%	+6,67%	-23,95%	

TABLE 12 – Différences en pourcentage entre le volume de pieu déterminé à partir des différents essais et le volume fourni pour l’essai de base dans le cadre d’une hypothèse de diamètre constant (cas 1).

Le tableau 12 nous permet de quantifier à l’aide du volume de pieu les différences au regard des différents dimensionnements envisagés.

On constate que la diminution du nombre d’essais pressiométriques pris en compte fait augmenter le volume du pieu pour deux essais sur trois (essais 2 et 3 lorsqu’il sont considérés seuls). Les résultats donnés par les essais 2 et 3 sont plus dimensionnant que les cas où l’on considère trois CPT ou trois pressiomètres.

Cela est rassurant car la suppression d’essais et donc de certitudes vis à vis de la situation du sol en place ne doit à priori pas mener à des dimensionnements moins sécuritaires.

Le cas de l’essai 1 est un peu plus perturbant, mais se situe néanmoins toujours en deçà du dimensionnement par rapport au CPT.

2. A profondeur de fondation constante.

Pour maintenir une profondeur de fondation constante tout en étant exactement dimensionnant, c’est à dire pour : $F_{c,d} \simeq R_{c,d}$.

Nous devons jouer sur le diamètre du pieu. Ainsi nous obtenons :

	Dimensionnement à partir de :				
	3 essais CPT	3 essais pressiométriques	Essai 1 au pressiomètre	Essai 2 au pressiomètre	Essai 3 au pressiomètre
Diamètre de pieu	0,645m	0,74m	0,69m	0,78m	0,81m

TABLE 13 – Diamètres de fondation pour des dimensionnements réalisés à partir des différents essais (cas 1).

Les courbes de dimensionnement pour les différents diamètres de pieu considérés par essai sont visibles à la figure 31

	Dimensionnement à partir de :				
	Essais de base (trois pressiomètres)	Essai 1 au pressiomètre	Essai 2 au pressiomètre	Essai 3 au pressiomètre	3 essais CPT
Pourcentage de différence sur le volume de pieu en [%]	0% (Volume = $2,58m^3$)	-13,02%	+11,16%	+19,76%	-23,95%

TABLE 14 – Différences en pourcentage entre le volume de pieu déterminé à partir des différents essais et le volume fourni pour l'essai de base dans le cadre d'une hypothèse de profondeur de fondation constante(cas 1).

Le tableau 14 nous permet de quantifier à l'aide du volume de pieu les différences entre les dimensionnements.

On constate tout comme pour le point précédent, que la diminution du nombre d'essais pressiométriques pris en compte fait augmenter le volume du pieu pour deux essais sur trois (essais 2 et 3). Les résultats donnés par les essais 2 et 3 sont plus dimensionnant que les cas où l'on considère trois CPT ou trois pressiomètres. La différence entre cette approche (profondeur fixée de pieu) et l'approche précédente (diamètre de pieu fixé) intervient au niveau du pourcentage de volume des pieux. Le volume des pieux dimensionnés est plus important si l'on fixe la profondeur de fondation.

Cela veut dire que si l'on considère l'aspect économique, on constate qu'une diminution de la profondeur de pieu est plus économique qu'une diminution de diamètre.

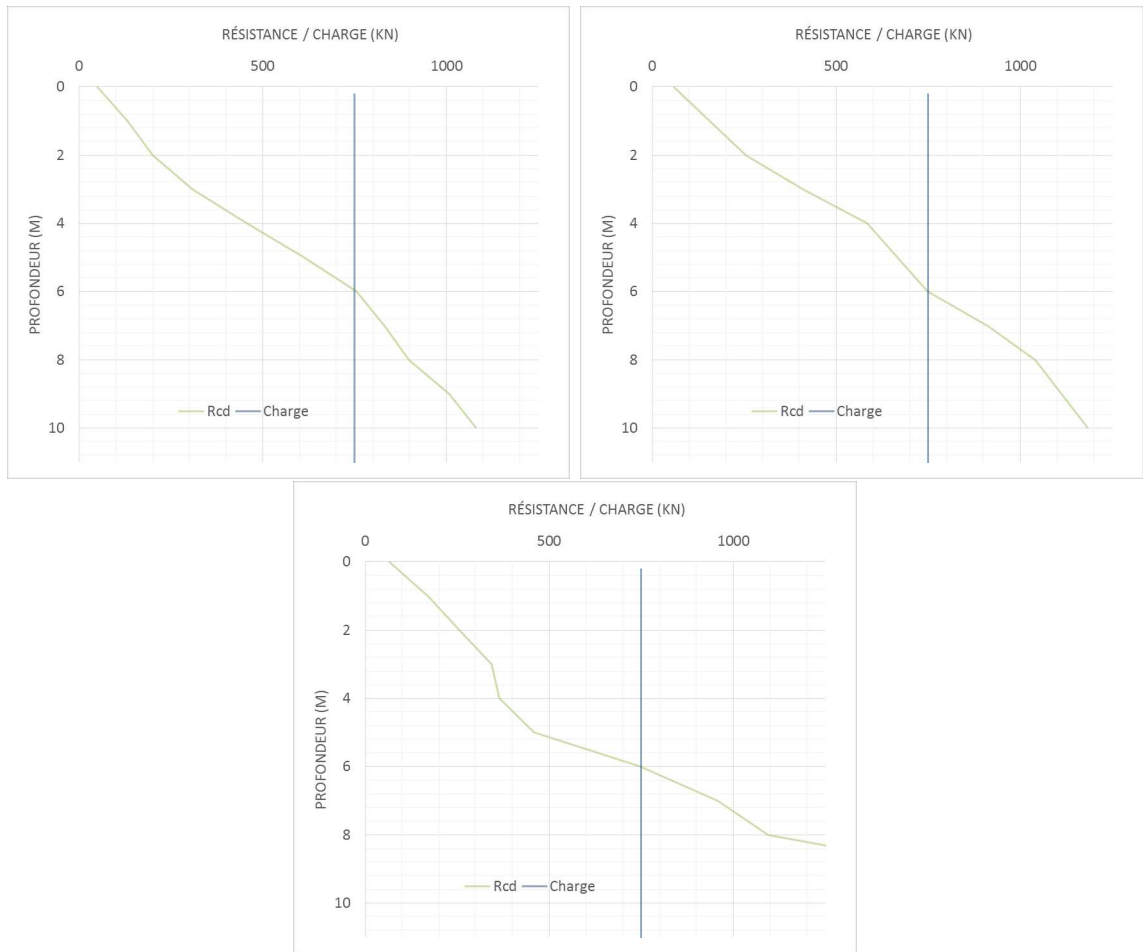


FIGURE 31 – Résistance de calcul en fonction de la profondeur de fondation (avec $\chi_{moyen} = \chi_{min} = 1,4$).

Gauche : cas d'une approche au pressiomètre relative à l'essai 1 avec $D = 0,69m$ - Droite : cas d'une approche au pressiomètre relative à l'essai 2 avec $D = 0,78m$ - Dessous : cas d'une approche au pressiomètre relative à l'essai 3 avec $D = 0,81m$

Cas 2

La figure 32 met en parallèle les résultats du dimensionnement au pressiomètre du cas de base présenté à la section 4 et les résultats d'un dimensionnement au pressiomètre dans ce même cas mais en ne considérant les résultats que d'un seul essai pressiométrique avec surface de reconnaissance limitée. On a pour les essais 1, 2 et 3 les résultats suivants :

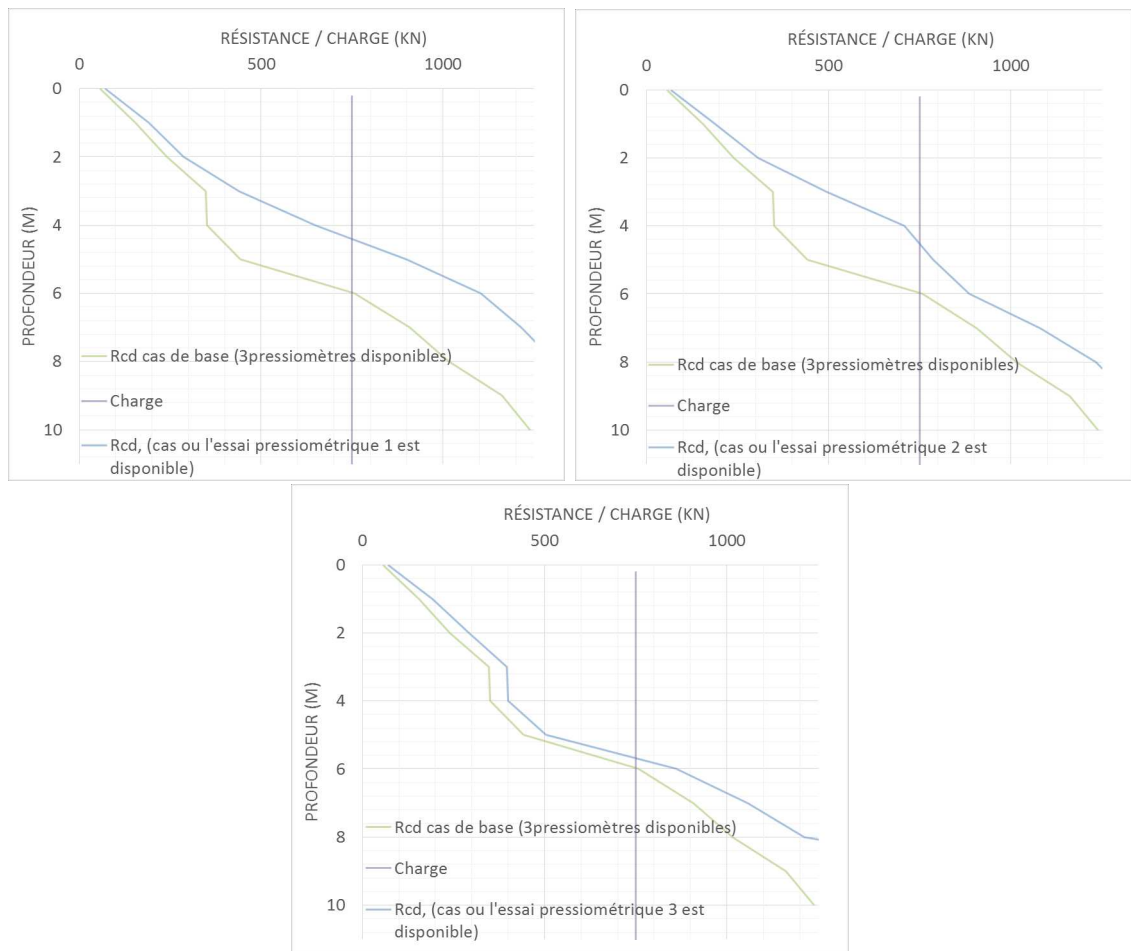


FIGURE 32 – Comparaison des résistances de calcul en fonction de la profondeur de fondation entre les résultats de base (trois essais disponibles, $\chi_{moyen} = 1,33$ et $\chi_{min} = 1,23$) et les résultats relatifs à un essai ($\chi_{moyen} = \chi_{min} = 1,08$).

Gauche : cas d'une approche au pressiomètre relative à l'essai 1 - Droite : cas d'une approche au pressiomètre relative à l'essai 2 - Dessous : cas d'une approche au pressiomètre relative à l'essai 3

On constate, pour les trois essais et contrairement au cas numéro 1 explicité ci-dessus, que la manipulation effectuée sur les coefficients χ conduit à une augmentation de la capacité portante de calcul par rapport au cas de base. Cela nous indique que l'état de la surface de reconnaissance géotechnique influence les coefficients χ de façon très importante et que cela se traduit dans notre cas par une augmentation de la capacité portante de calcul.

Sur les trois essais, on remarque que pour un même diamètre sélectionné (à savoir $0,74m$), on gagne au minimum, pour le dimensionnement le plus contraignant, $40cm$ sur la profondeur de base du pieu ($5,6m$ au lieu de $6m$).

Comme pour le cas numéro 1, un nouveau dimensionnement, propre à chaque situation d'essai, doit être mené. Ainsi, deux choix s'offrent à nouveau à nous, soit :

- on augmente ou on diminue la profondeur de pieu, tout en gardant le diamètre égal à $0,74m$, jusqu'à obtenir la capacité portante souhaitée ;
- on augmente ou on diminue le diamètre de pieu, tout en gardant la profondeur

de fondation inchangée (6 mètres), jusqu'à obtenir la capacité portante voulue.

Pour chacun de ces deux choix, on quantifie les différences via un pourcentage de différence de volumes

1. A diamètre constant.

A partir de la figure 32, on détermine la profondeur de fondation pour des pieux de diamètre égaux à $0,74m$, on a :

	Dimensionnement à partir de :					
	3 essais CPT (diamètre di- mensionnant de $0,645m$)	3 essais pressiomé- triques	Essai 1 au pressio- mètre	Essai 2 au pressio- mètre	Essai 3 au pressio- mètre	
Profondeur de pieu	6m	6m	4,4m	4,6m	5,6m	

TABLE 15 – Profondeur de fondation pour des dimensionnements réalisés à partir de différents essais (cas2).

	Dimensionnement à partir de :					
	Essais de base (trois pressio- mètres)	Essai 1 au pressio- mètre	Essai 2 au pressio- mètre	Essai 3 au pressio- mètre	3 essais CPT	
Pourcentage de différence sur le volume de pieu en [%]	0% (Volume = $2,58m^3$)	-26,67%	-23,34%	-6,67%	-23,95%	

TABLE 16 – Différences en pourcentage entre le volume de pieu déterminé à partir des différents essais et le volume fourni pour l'essai de base dans le cadre d'une hypothèse de diamètre constant (cas 2).

Le tableau 16 nous permet de quantifier à l'aide du volume de pieu les différences vis-à-vis des différents dimensionnements envisagés.

Plus le nombre d'essai réalisés est faible, plus l'incertitude concernant le sol en place est importante et par conséquent, plus la capacité portante calculée devrait être faible pour une profondeur donnée. Or, dans les cas présentés ici, nous supposons que l'essai pressiométrique est très proche, voir directement exploité sur le futur emplacement définitif du pieu, cela entraîne donc des certitudes concernant les valeurs de l'essai et un gain au niveau de la sécurité.

Cet impact très clairement visible si l'on regarde aux valeurs de pourcentage de volume données au tableau 16. La diminution de volume de pieu par rapport au cas de base (3 essais pressiométrique avec importante surface de reconnaissance géotechnique) peut être assez importante. La diminution pour l'essai 1 est même

plus importante que pour le CPT (mais attention que les diamètres de pieu ne sont pas les mêmes).

On constate très clairement dans ce cas ci que la surface de reconnaissance géotechnique l'emporte par rapport à la diminution du nombre d'essais.

2. A profondeur de fondation constante.

On se rend compte que pour un diamètre de $0,74m$ avec une profondeur de fondation de 6 mètres, que la capacité portante de calcul permet de reprendre la charge appliquée de $750kN$, mais ce de façon trop sécuritaire.

Pour maintenir une profondeur de fondation constante tout en étant exactement dimensionnant, c'est à dire pour : $F_{c,d} \simeq R_{c,d}$.

Nous devons jouer sur le diamètre du pieu. Ainsi nous obtenons :

	Dimensionnement à partir de :				
	3 essais CPT	3 essais pressiométriques	Essai 1 au pressiomètre	Essai 2 au pressiomètre	Essai 3 au pressiomètre
Diamètre de pieu	$0,645m$	$0,74m$	$0,6m$	$0,67m$	$0,695m$

TABLE 17 – Diamètres de fondation pour des dimensionnements réalisés à partir des différents essais (cas 2).

Les courbes de dimensionnement pour les différents diamètres de pieu considérés par essai sont visibles à la figure 33.

	Dimensionnement à partir de :				
	Essais de base (trois pressiomètres)	Essai 1 au pressiomètre	Essai 2 au pressiomètre	Essai 3 au pressiomètre	3 essais CPT
Pourcentage de différence sur le volume de pieu en [%]	0% (Volume = $2,58m^3$)	-34,18%	-18%	-11,77%	-23,95%

TABLE 18 – Différences en pourcentage entre le volume de pieu déterminé à partir des différents essais et le volume fourni pour l'essai de base dans le cadre d'une hypothèse de profondeur de fondation constante (cas 2).

Le tableau 18 nous permet de quantifier à l'aide du volume de pieu les différences entre les dimensionnements.

L'application des coefficients de corrélation modifié a une très forte influence sur les résultats obtenus, notamment pour l'essai 1, où l'on constate que le diamètre de pieu et son volume sont inférieurs à ceux proposés par l'approche au CPT.

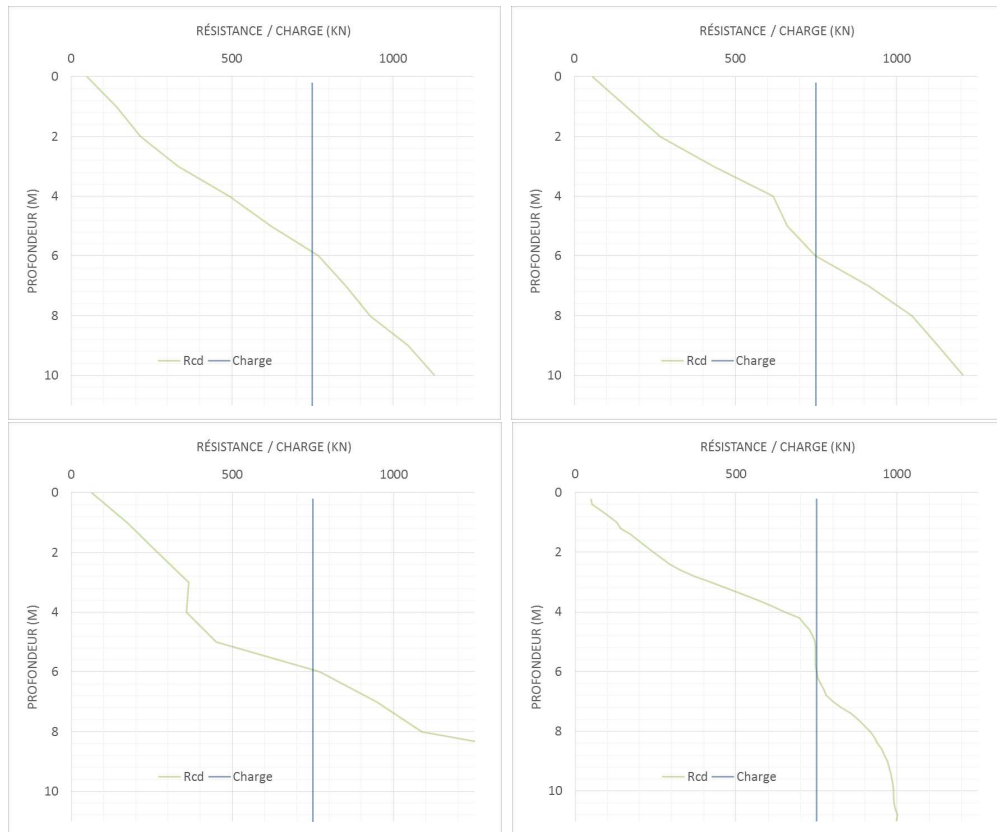


FIGURE 33 – Résistance de calcul en fonction de la profondeur de fondation (avec $\chi_{moyen} = \chi_{min} = 1,08$ pour les pressiomètres).
 haut gauche : cas d'une approche au pressiomètre relative à l'essai 1 avec $D = 0,6m$ - Haut
 droite : cas d'une approche au pressiomètre relative à l'essai 2 avec $D = 0,67m$ - Bas
 gauche : cas d'une approche au pressiomètre relative à l'essai 3 avec $D = 0,695m$ - Bas
 droite : cas d'une approche au CPT relative aux trois essais disponibles avec $D = 0,645m$

La figure 33 permet de constater que, pour l'essai numéro 1, on a pour trois CPT réalisés dans $30m^2$ autour de l'emplacement du pieu, et un unique pressiomètre réalisé dans l'axe direct du futur pieu, une valeur de diamètre pour l'approche au pressiomètre qui est légèrement inférieure au diamètre déterminé par l'approche au CPT, et ce pour une profondeur donnée de 6 mètres.

5.2 Types de pieux

5.2.1 Caractéristiques des dimensionnements effectués

Les paramètres fixés sont :

- La charge appliquée : $F_{c,d} = 750kN$;
- Les types de sol sont gardés identiques aux dimensionnements réalisés au point 4 (intermédiaires, sableux/limoneux, limons) ;
- La profondeur de pieu est de 6 mètres ;

- Les facteurs de corrélation sont gardés identiques à ceux estimés au point 4.

Nous choisissons de faire varier l'ensemble des paramètres pouvant être modifiés par la sélection d'un type de pieu.

Différents types de pieux se retrouvant à la fois dans la norme française et la directive belge vont être envisagés. On se réfère aux annexes D (pénétrromètre) et N (pressiomètre) pour les différentes catégories de pieux.

- Premier cas : les pieux forés ;
Le type de pieux considéré pour le dimensionnement au pénétromètre est un type « foré exécuté sous boue bentonitique » de catégorie 3.
Pour l'approche pressiométrique on sélectionne un pieu de type « foré en présence de boue » de classe 1, catégorie 2.
- Deuxième cas : les pieux vissés ;
Le type de pieux considéré pour le dimensionnement au pénétromètre est un type « vissé avec tubage perdu » de catégorie 1 (hélice de maximum 10 cm selon la directive [3]).
Pour l'approche pressiométrique on sélectionne un pieu de type « vissé tubé » de classe 3, catégorie 8.

5.2.2 Résultats et interprétations

Cas 1 : pieux forés

Le tableau 19 liste les valeurs ayant été modifiées pour ce dimensionnement de pieux vissés par rapport cas de base décrit au point 4.

	Approche au pénétromètre		Approche au pressiomètre
α_B	0,5	$k_{p,max}$	1,1
α_S	0,5	$\alpha_{pieu,sol}$	1,4
$\gamma_{rd,1}$	1,15	$\gamma_{rd,1}$	1,15 (inchangé)

TABLE 19 – Comparaison des sols considérés par les deux approches.

Le diamètre dimensionnant obtenu par l'approche au pénétromètre vaut $D = 1,15m$, il vaut également $D = 1,15m$ par l'approche au pressiomètre, tous deux pour une profondeur de fondation de 6 mètres (voir figure 34).

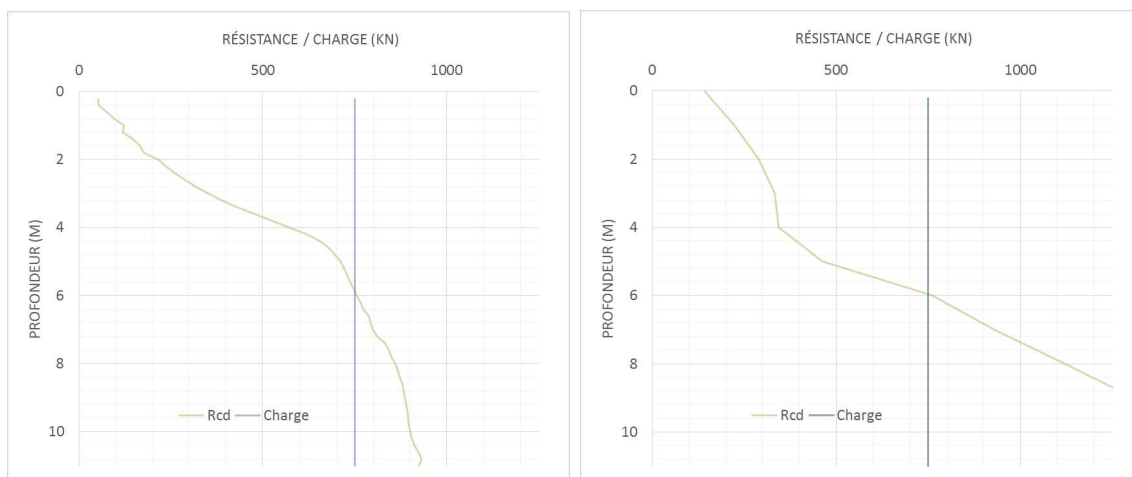


FIGURE 34 – Comparaison des résistances de calcul en fonction de la profondeur de fondation.

Gauche : cas d'une approche au pénétromètre $D = 1,15m$ (pieu de catégorie 3 avec boue bentonitique). - Droite : cas d'une approche au pressiomètre $D = 1,15m$ (pieu de classe 1, catégorie 2).

Pour ce type de pieu, la diamètre déterminé comme dimensionnant à une profondeur de 6 mètres est le même pour chacune des méthodes. Notons cependant que les facteurs de corrélation appliqués à la méthode pressiométrique sont très sécuritaires.

Si nous passons à des facteurs de corrélation pris égaux à $\chi_{moyen} = \chi_{min} = 1,08$, soit un cas où les trois essais pressiométrique seraient réalisés dans une surface de reconnaissance géotechnique égale à $S = 100m^2$, l'approche par le pressiomètre donne un diamètre de $D = 1,05$ inférieur au diamètre fourni par l'approche au pénétromètre ou bien une profondeur de fondation moins importante (voir figure 35).

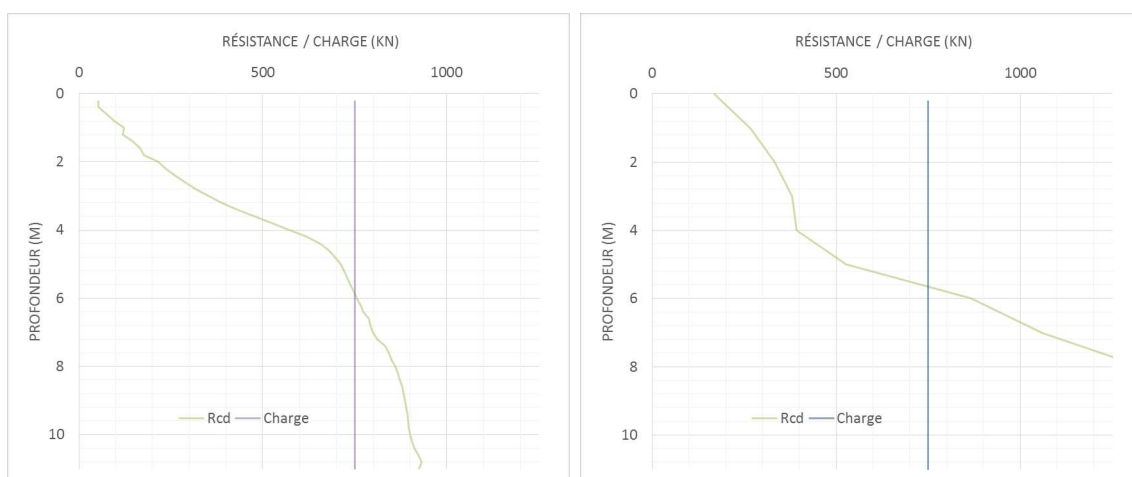


FIGURE 35 – Comparaison des résistances de calcul en fonction de la profondeur de fondation .

Gauche : cas d'une approche au pénétromètre $D = 1,15m$ (pieu de catégorie 3 avec boue bentonitique). - Droite : cas d'une approche au pressiomètre $D = 1,15m$ mais avec $\chi_{moyen} = \chi_{min} = 1,08$ (pieu de classe 1, catégorie 2).

Cas 2 : pieux vissés

Le tableau 20 liste les valeurs ayant été modifiées pour ce dimensionnement par rapport cas de base décrit au point 4.

Approche au pénétromètre		Approche au pressiomètre	
α_B	0,8	$k_{p,max}$	3,2
α_S	0,6	$\alpha_{pieu,sol}$	0,6
$\gamma_{rd,1}$	1,25	$\gamma_{rd,1}$	1,15 (inchangé)

TABLE 20 – Comparaison des sols considérés par les deux approches.

Notons que le diamètre de base du pieu tubé est égal au diamètre équivalent dans notre cas car nous ne formons pas de bouchon.

Le diamètre dimensionnant obtenu par l'approche au pénétromètre vaut $D = 0,93m$ tandis qu'il vaut $D = 0,75m$ par l'approche au pressiomètre, tous deux pour une profondeur de fondation de 6 mètres (voir figure 36).

La valeur de diamètre obtenue pour une des deux approches est manifestement trop faible ou trop élevé pour ce type de pieu. Le coefficient $k_{p,max}$ est manifestement fort élevé.

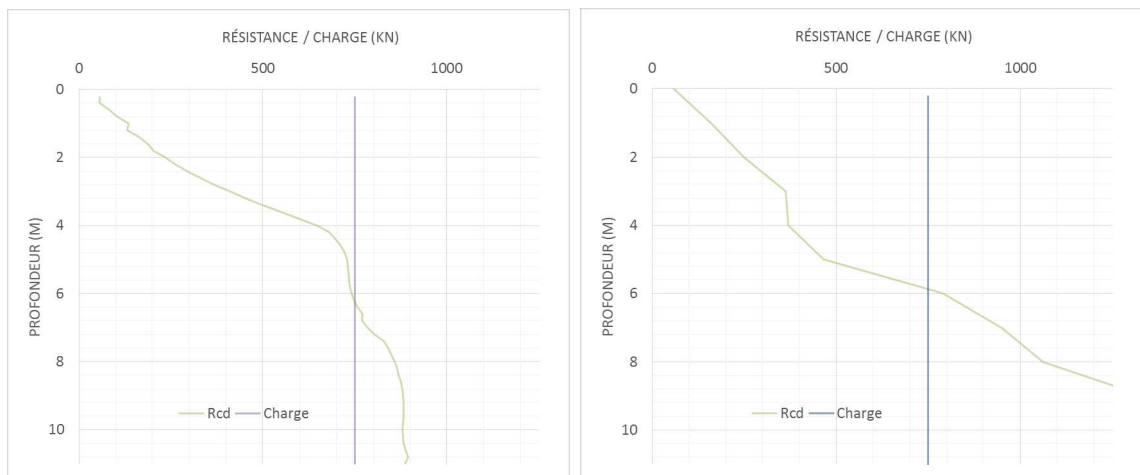


FIGURE 36 – Comparaison des résistances de calcul en fonction de la profondeur de fondation.

Gauche : cas d'une approche au pénétromètre $D = 0,93m$ (pieu de catégorie 3 avec boue bentonitique). - Droite : cas d'une approche au pressiomètre $D = 1,3m$ (pieu de classe 1, catégorie 2).

On remarque que pour des pieux vissés tubés, la directive belge et la norme française ne s'entendent pas. L'approche pressiométrique semble insécuritaire.

5.3 Types de sols

Les types de sols considérés par chacune des deux normes (norme française[6] et directive belge[3]) sont relativement différents, voir les annexes G et N pour les détails.

En effet, comme on peut le constater au regard du tableau 21 ci-dessous, nous avons assez peu de correspondances directes entre les deux approches.

Norme relative au pénétromètre	Norme relative au pressiomètre
Argile	Argile, Limon
Argile / Limon sableux; Sable / Limon argileux	Sols intermédiaires (sable silteux, limon sableux, sable argileux, argile sableuse)
Limon	/
Sable	/
/	Sable grave
/	Craie
/	Marne et calcaire marneux
/	Roche altérée ou fragmentée

TABLE 21 – Comparaison des sols considérés par les deux approches.

L'approche pressiométrique considère visiblement plus de caractéristiques de sol différentes et donc un panel de coefficients de dimensionnement plus étoffé.

Il existe entre les deux une correspondance au niveau des sols dits « intermédiaires ». De façon générale, deux classes de sols issus de la norme française permettent de considérer les quatre types cités par la directive belge.

Au final, il serait intéressant de caractériser plus spécifiquement les sols dits « intermédiaires » afin de concorder à ce qui se fait en Belgique.

Il paraît également primordial d'augmenter le panel disponible au niveau belge afin de prendre en compte plus de types de sol ayant des caractéristiques différentes. Il serait logique par exemple, que la directive belge donne de plus amples informations vis-à-vis de la craie qui est une roche que l'on retrouve couramment en Hesbaye (par endroits à de faibles profondeurs : quelques mètres tout au plus).

6 Conclusions et perspectives

6.1 Conclusions

La construction sur pieux est, de façon générale, de plus en plus souvent envisagée. Par exemple, dans le but de bâtir des terrains qui ont pu être considérés, jadis, comme non exploitables en construction car les caractéristiques du sol en surface n'étaient pas bonnes.

La bonne compréhension des méthodes de dimensionnement de pieux est primordiale. Or, la Belgique semble en retrait à ce niveau, se bornant généralement à l'utilisation de données obtenue dans le cadre d'essais au pénétromètre.

C'est ainsi que, la seule directive belge [3] concernant le dimensionnement de pieux à l'état limite ultime, ne considère que les essais réalisés au « CPT » (pénétromètre). Cela laisse, dès lors, l'approche de dimensionnement basée sur les résultats d'essais pressiométriques non exploitée, alors que cette dernière est largement discutée au sein des *EuroCodes* [10].

Il a par conséquent été nécessaire d'explorer les pistes pouvant mener à l'élaboration d'une directive belge relative au dimensionnement par voie pressiométrique.

Après une recherche bibliographique concernant les normes étrangères s'appliquant à l'*EuroCode 7* comprenant une section relative à l'approche pressiométrique, la norme française relative aux fondations profondes a été sélectionnée comme base de travail.

Dans un premier temps, les deux méthodes (la directive belge ainsi que la norme française) ont été explicitées. Cela nous a permis de constater que la démarche à effectuer pour la détermination de la capacité portante de calcul est la même pour les deux approches, aux variations de coefficients près. On retrouve en effet dans les deux cas :

- Le calcul de la capacité portante R_c en base de pieu ;
- Le calibrage de la capacité portante à l'aide du facteur de modèle ;
- Le facteur de corrélation qui permet de calculer la capacité portante caractéristique en base du pieu $R_{c,k}$;
- Le(s) facteur(s) partiels de sécurité qui permet(tent) de calculer la capacité portante de calcul $R_{c,d}$.

Une comparaison de deux dimensionnements à partir de chacune des approches a ensuite été menée sur base d'un pieu de caractéristiques fixées, avec des essais localisés sur un même site (Awans, rue Noël Heine). Les résultats se sont révélés être concordants en fournissant des diamètres dimensionnant relativement proches pour les deux approches.

Puis, plusieurs comparatifs de dimensionnements ont été effectués afin de rendre compte de l'importance de l'influence :

- du facteur de corrélation.

Les comparatifs menés nous ont permis de mettre en évidence que, plus l'emplacement d'un essai pressiométrique est précis par rapport à l'emplacement définitif du pieu, plus la capacité portante de calcul sera importante. En outre, la position de l'essai est plus déterminante que le nombre d'essai que l'on pourrait réaliser.

- du type de pieu sélectionné.

Les comparatifs nous ont permis de visualiser une bonne corrélation entre les résultats d'une approche au pénétromètre et d'une approche au pressiomètre pour les pieux forés. La corrélation est nettement moins bonne pour des pieux de types vissés.

Il a également été intéressant de noter les différences importantes au niveau des types de couches de sol prises en compte par les deux normes, la directive belge se rapportant finalement à un unique type de sol équivalent au niveau de la norme française. La directive belge est cependant plus détaillée au niveau de cette unique couche considérée.

Les bases de l'approche pressiométrique concordent bien avec l'approche au pénétromètre. Il convient néanmoins de se méfier de la concordance entre les types de sols et les types de pieux parfois très différents entre les deux pays.

6.2 Perspectives

Dans l'optique de l'élaboration d'une directive belge relative à un dimensionnement sur base de l'essai au pressiomètre, il serait intéressant d'effectuer les recherche complémentaire suivantes :

- Un compte rendu précis des types de pieux et une comparaison afin de déterminer quels pieux correspondent entre les deux normes. Ensuite, il faudrait déterminer les coefficients relatifs aux pieux qui ne seraient pas pris en compte au niveau de la norme française.
- Une prise en compte de différents types de sols semble également s'imposer. Les résultats pourraient même être étendus à l'approche pénétrométrique afin de couvrir un panel plus large de couches de sols différentes.
- Vérifier l'influence qu'aurait un système de « groupe de pieux ».
- Des dimensionnement sur un site où ont été réalisés, de essais pressiométriques, des essais au pénétromètre et des essais de chargement de pieux, devraient être intéressants à analyser.

Bibliographie

- [1] E.Flavigny A. Fawaz, M.Boulon. *Parameters deducted from the pressuremeter test*. 2002.
- [2] Lycee Pierre Caraminot. *Les fondations profondes*. 2008.
- [3] Centre Scientifique et Technique de la Construction. *Directives pour l'application de l'EuroCode 7 en Belgique. Partie 1 : Dimensionnement géotechnique à l'état limite ultime de pieux sous charge axiale de compression*, Mars 2008.
- [4] Centre scientifique et technique de la construction (NIT115). *Essai de pénétration statique*, Septembre 1977.
- [5] Centre scientifique et technique de la construction (NIT115). *Essais pressiométrique et exploitation de leurs résultats*, Septembre 1977.
- [6] Centre scientifique et technique de la construction (Norme NF P 94-262). *Justification des ouvrages géotechniques. Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 : Fondations profonde*, Juillet 2012.
- [7] Robert Charlier. *Géotechnique Théorie - Mécanique des sols*. Centrale des cours, ULg, 2011.
- [8] Robert Charlier. *Géotechnique Théorie - Ouvrages*. Centrale des cours, ULg, 2011.
- [9] Comité technique CEN (EN 1992-1-1). *Eurocode 2 - Calcul de structure en béton - Partie 1-1 : Règles générales et pour les bâtiments*, Décembre 2004.
- [10] Comité technique CEN/TC250 (EN 1997-1). *Eurocode 7 - Géotechnique*, septembre 1997.
- [11] Comité technique (NF P 94-150-1. *Sols : Reconnaissance et essais : Essai statique de pieu isolé sous effort axial, partie 1 : Compression*, Décembre 1999.
- [12] E De Beer. *Méthodes de déduction de la capacité portante d'un pieu à partir des résultats des essais de pénétration. Annales des travaux publics de Belgique*, Fascicules 4-5-6, 1972.
- [13] Commission de Cartographie Géotechnique. *Carte géotechnique 42.2.5 Liège*. Institut géotechnique de l'état, 1982.
- [14] R.Simonet D.Noël. *Comparaison des méthodes mettant à l'échelle l'essai CPT pour le dimensionnement de pieux*. Université Catholique de Louvain, 2004.
- [15] Collectif du centre d'information sur le ciment ets es applications. *Les ouvrages en béton : durabilité, dimensionnement et esthétique*. Technique CimBéton, 2014.
- [16] Bengeman HSK. *The dutch static penetration test with the adhesion jacket cone*. L.G.M Modedelingen, Deel XII april, n 4, Deel XIII juli n 1, 1962.
- [17] Bengeman HSK. *The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile*. Proceedings of the sixth international conference on soil mechanics, Vol1, pp 17-20, 1965.

- [18] ISO 22476-1. *Reconnaissance et essais géotechniques - Essais en place - Partie 1 : Essai de pénétration statique au cône électrique et piézocône*, Novembre 2012.
- [19] ISO 22476-12. *Reconnaissance et essais géotechniques - Essais en place - Partie 12 : Essai de pénétration statique au cône à pointe mécanique*, Septembre 2009.
- [20] ISO 22476-4. *Geotechnical investigation and testing - Field testing - Part 4 : Ménard pressuremeter test*, Août 2009.
- [21] L. Andrianaivo J. Razafindrabe, V.Ramasiarinoro. *Prévision de la capacité portante et du tassement d'un pieu foré. Madamines*, vol.4, 2002.
- [22] Ministère de l'équipement, du logement et des transports. *Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie Civil : Fascicule 62 - Titre 5*, Décembre 1993.
- [23] O.Combarieu. *L'essai pressiométrique et la charge portante en pointe des pieux. Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*, Mai-Juin 1996.
- [24] Robert Charlier, ULg. *GEOTECHNIQUE. Fascicule IV. Propriétés mécaniques - Slides*, 2011.

Annexes

Annexe A. Classe d'application de l'essai au pénétromètre

Classe d'application	Type d'essai	Paramètre mesuré	Exactitude minimale admise ^a	Espacement maximal des mesurages	Usage	
					Sol ^b	Interprétation/évaluation ^c
1	TE2	Résistance au cône	35 kPa ou 5 %	20 mm	A	G, H
		Frottement latéral sur le manchon	5 kPa ou 10 %			
		Pression interstitielle	10kPa ou 2 %			
		Inclinaison	2°			
		Longueur de pénétration	0,1 m ou 1 %			
2	TE1 TE2	Résistance au cône	100 kPa ou 5 %	20 mm	A B C D	G, H* G, H G, H G, H
		Frottement latéral sur le manchon	15 kPa ou 15 %			
		Pression interstitielle ^d	25 kPa ou 3 %			
		Inclinaison	2°			
		Longueur de pénétration	0,1 m ou 1 %			
3	TE1 TE2	Résistance au cône	200 kPa ou 5 %	50 mm	A B C D	G G, H* G, H G, H
		Frottement latéral sur le manchon	25 kPa ou 15 %			
		Pression interstitielle ^d	50 kPa ou 5 %			
		Inclinaison	5°			
		Longueur de pénétration	0,2 m ou 2 %			
4	TE1	Résistance au cône	500 kPa ou 5 %	50 mm	A B C D	G* G* G* G*
		Frottement latéral sur le manchon	50 kPa ou 20 %			
		Longueur de pénétration	0,2 m ou 2 %			

NOTE Pour les sols très mous, des exigences encore plus élevées en matière d'exactitude peuvent être nécessaires.

^a L'exactitude minimale admise pour le paramètre mesuré correspond à la plus grande des deux valeurs mentionnées. L'exactitude relative s'applique à la valeur mesurée et non à la plage de mesure.

^b Selon l'ISO 14688-2¹¹:

A Sols à stratification homogène avec argiles très molles à fermes et limons (généralement $q_c < 3$ MPa)

B Sols stratifiés mixtes avec argiles molles à fermes (généralement $q_c \leq 3$ MPa) et sables moyennement denses (généralement $5 \text{ MPa} \leq q_c < 10$ MPa)

C Sols stratifiés mixtes avec argiles fermes (généralement $1,5 \text{ MPa} \leq q_c < 3$ MPa) et sables très denses (généralement $q_c > 20$ MPa)

D Argiles très fermes à dures (généralement $q_c \geq 3$ MPa) et sols grossiers très denses ($q_c \geq 20$ MPa)

^c G Définition du profil et identification des matériaux avec niveau d'incertitude associé bas
G* Définition indicative du profil et identification des matériaux avec niveau d'incertitude associé élevé
H Exploitation en termes de conception avec niveau d'incertitude associé bas
H* Exploitation indicative en termes de conception avec niveau d'incertitude associé élevé

^d La pression interstitielle ne peut être mesurée que si TE2 est utilisé.

TABLE 22 – Classes d'applications du CPT à pointe électrique ou au piézocône, tableau issu de la norme ISO 22476-1 [18]

Classe d'application	Type d'essai de pénétration statique au cône	Précision minimale admissible ^a	Utilisation suggérée	
			Type de sol ^b	Interprétation ^c
5	TM1	q_c 500 kPa ou 5 %	A	F
		Q_t 1 kN ou 5 %	B	G, H*
		f_s 50 kPa ou 20 %	C	G, H*
		l 0,2 m ou 2 %	D	G, H*
6	TM2	q_c 500 kPa ou 5 %	B	G, H*
		Q_t 1 kN ou 5 %	C	G, H*
		f_s 50 kPa ou 20 %	D	G, H*
		l 0,2 m ou 2 %		
7	TM3	q_c 500 kPa ou 5 %	B	F*
		Q_t 1 kN ou 5 %	C	F*
	TM4	f_s 50 kPa ou 20 %	D	F*
		l 0,2 m ou 2 %		

Les classes d'application 5 à 7 sont celles utilisées pour les appareils mécaniques CPTM (les classes 1 à 4 sont pour les appareils électriques CPT/CPTU).

- La classe 5 est destinée à l'évaluation de sols à stratification mixte, des types A à D. Pour les sols de type B à D, le profil, l'identification des matériaux et l'interprétation à titre indicatif en termes des paramètres mécaniques est réalisable. Pour les couches très molles (sols de type A) seule l'obtention du profil du sol est possible. L'identification des matériaux et l'interprétation en termes de paramètres mécaniques, en particulier pour les couches très molles, n'est possible que si des informations complémentaires géologiques et géotechniques pertinentes sont disponibles. Les essais doivent être effectués avec un essai de pénétration au cône de type TM1.
NOTE Les sols à stratification mixte se réfèrent à des conditions de sol contenant généralement des sols denses et compacts, mais peut-être aussi des couches molles.
- La classe 6 est destinée à l'évaluation de sols à stratification mixte, des types B à D, en termes de profil et d'identification des matériaux. L'évaluation de couches très molles est limitée à la détection de ces couches. Les essais doivent être effectués en utilisant le type d'essai TM2.
- La classe 7 est destinée uniquement à réaliser des profils indicatifs pour des sols à stratification mixte, des types B à D. Aucune interprétation en termes d'identification des matériaux et de paramètres mécaniques ne peut être donnée sur la base de ces résultats d'essai. Les essais doivent être effectués en utilisant les types d'essai TM3 et TM4.

Bien que l'essai de pénétration statique au cône à pointe électrique est préféré à celui au cône à pointe mécanique, l'essai de pénétration statique au cône à pointe mécanique peut être préféré en cas de risques de dommages dus, par exemple, à des débris, à des cailloux et au socle rocheux.

La précision pouvant être atteinte dépend également de l'erreur causée par le frottement entre les tiges internes et les tiges de fonçage. L'ordre de grandeur de cette erreur dépend, entre autres, de la longueur de pénétration, de l'effort s'exerçant sur les tiges internes et de l'inclinaison du cône.

^a La précision minimale admissible du paramètre mesuré est la plus grande des deux valeurs mentionnées. La précision relative s'applique à la valeur mesurée et non au domaine mesuré

^b

- A Sols à stratification homogène (généralement $q_c < 2$ MPa)
- B Argiles, limons et sables (généralement $2 \text{ MPa} \leq 2q_c < 4$ MPa)
- C Argiles, limons, sables et graviers (généralement $4 \text{ MPa} \leq q_c \leq 10$ MPa)
- D Argiles, limons, sables et graviers (généralement $q_c > 10$ MPa)

^c

- F Profil
- F* Profil possible si des informations supplémentaires sont fournies
- G Profil et identification des matériaux
- G* Profil indicatif et identification des matériaux
- H Interprétation en termes de paramètres mécaniques
- H* Interprétation indicative en termes de paramètres mécaniques

TABLE 23 – Classes d'applications du CPT à pointe mécanique, tableau issu de la norme ISO 22476-12 [19]

Annexe B. Facteur de charge

Action		Combinaison	
		1	2
Permanent	Défavorable ⁽¹⁾	1.35	1.00
	Favorable ⁽²⁾	1.00	1.00
Variable	Défavorable ⁽¹⁾	1.50 ⁽⁴⁾	1.10 ^{(3) (4)}
	Favorable ⁽²⁾	0.00	0.00

⁽¹⁾ déstabilisatrice
⁽²⁾ stabilisatrice
⁽³⁾ la valeur diffère de la valeur informative du tableau A.3 de la norme EN 1997-1
⁽⁴⁾ Pour les ponts, conformément à l'annexe A2 de la norme EN 1990, une valeur différente est d'application : combinaison 1 $\rightarrow \gamma_F = 1,35$ (transport routier) ou 1,45 (transport ferroviaire) au lieu de 1,50. De la même manière, on adoptera $\gamma_F = 1,00$ (transport routier) ou 1,07 (transport ferroviaire) pour la combinaison 2.

TABLE 24 – Facteur de charge γ_F , tableau issu de la directive [3]

Annexe C. Facteur de conversion

ω	Argile tertiaire	Autres sols
M1	1.30	1.00
M2	1.30	1.00
M4	1.15	1.00

TABLE 25 – Facteur de conversion ω , tableau issu de la directive [3]

Annexe D. Facteur d'installation

Type de pieu	Base α_b		Fût α_s	
	Argile tertiaire	Autres sols	Argile tertiaire	Autres sols
CATÉGORIE I : PIEUX À REFOULEMENT				
PIEUX VERINÉS ET BATTUS				
Pieu préfabriqué en béton sans base élargie	1	1	0.9	1
Pieu moulé dans le sol sans base élargie ^(c) , fût en béton plastique	1	1	0.9	1
Pieu moulé dans le sol à base élargie ^(c) , fût en béton plastique	1	1	0.65	0.8
Pieu moulé dans le sol à base élargie moulée dans le sol, fût en béton sec	1	1	1.15	1.15
Pieu tubé fermé sans base élargie ^(a)	1	1	0.6	0.6
Pieu tubé fermé à base élargie ^(a)	1	1	- ^(d)	- ^(d)
Pieu tubé ouvert avec formation de bouchon ^(b)	0.7	0.7	0.6	0.6
PIEUX VISSÉS ^(c)				
Fût en béton plastique	0.8	0.7	0.9	1
Avec tubage perdu	0.8	0.8	0.6	0.6
CATÉGORIE II : PIEUX AVEC PEU DE REFOULEMENT OU DÉCOMPRESSION DU SOL				
PIEUX BATTUS				
Pieu tubé ouvert sans formation de bouchon ^(b)	1	1	0.6	0.6
profils en I et palplanches	1	1	0.6	0.6
PIEUX CFA AVEC DISPOSITIFS VISANT À LIMITER LA DÉCOMPRESSION DU SOL				
Avec surpression	0.8	0.5	0.6	0.6
Tubé	0.8	0.5	0.3	0.5
Tarière avec un tube central de grand diamètre et de petites hélices	0.8	0.7	0.6	0.7
CATÉGORIE III : PIEUX AVEC ENLÈVEMENT DU SOL				
PIEUX CFA SANS DISPOSITIFS VISANT À LIMITER LA DÉCOMPRESSION DU SOL				
	- ^(e)	- ^(e)	- ^(e)	- ^(e)
PIEUX FORÉS				
Exécuté avec un tubage temporaire	0.8	0.5	0.3	0.5
Exécuté sous boue bentonitique	0.8	0.5	0.5	0.5
Exécuté sans boue bentonitique ni tubage temporaire	0.8	- ^(e)	0.5	- ^(e)

(c) Uniquement pour pieux vissés avec des hélices de maximum 10 cm (par exemple 36/56).

(d) Soit le frottement est démontré par les essais de chargement statique de pieux instrumentés, soit aucun frottement n'est considérée.

(e) Démontrer la résistance à la pointe et le frottement avec des essais de chargement statique de pieux instrumentés.

TABLE 26 – Facteurs d'installation, tableau issu de la directive [3]

Annexe E. Diamètre équivalent de fût

Pour déterminer q_b , e_b et λ (cf. § 4.1), un diamètre équivalent de la base du pieu $D_{b,eq}$ est introduit :

⇒ pour une section circulaire : $D_{b,eq} = D_b$

⇒ pour une section carrée ou rectangulaire :

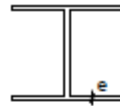
$$D_{b,eq} = \sqrt{\frac{4 \cdot a \cdot b}{\pi}} \quad \text{si } b \leq 1,5 a$$

$$D_{b,eq} = \sqrt{\frac{6 \cdot a^2}{\pi}} \quad \text{si } b > 1,5 a$$

où a et b , respectivement, sont le côté court et long de la section rectangulaire

⇒ pour un profil en I ou palplanche : $D_{b,eq} = \sqrt{\frac{6 e^2}{\pi}}$

où e est l'épaisseur des semelles



⇒ pour un pieu tubé ouvert, situation sans formation de bouchon (voir

ci-dessous): $D_{b,eq} = \sqrt{\frac{6 e^2}{\pi}}$

où e est l'épaisseur de l'acier



⇒ pour un pieu tubé ouvert, situation avec formation de bouchon (voir ci-dessous):

$$D_{b,eq} = D_b$$

⇒ pour les autres sections, $D_{b,eq}$ doit être déterminé sur base des règles antérieures et « *jugement d'ingénieur* »

FIGURE 37 – Détermination du diamètre équivalent de fût, texte issu de la directive [3]

Annexe F. Détermination du paramètre λ

- ⇒ pieux dont la base élargie est formée en profondeur et qui ne provoque donc pas de décompression du sol le long du fût : $\lambda = 1.00$;
- ⇒ pieux à base élargie préfabriquée où $D_{b,eq} < D_s + 5 \text{ cm}$: $\lambda = 1.00$;
 $D_{b,eq}$ est le diamètre équivalent de la base du pieu et D_s est le diamètre du fût ;
- ⇒ tous les autres pieux à base élargie préfabriquée : réduction déduite de la figure 3.

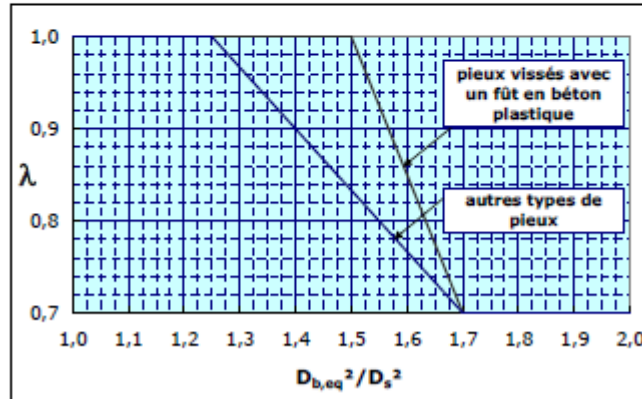


FIGURE 38 – Détermination du facteur de réduction, texte issu de la directive [3]

Annexe G. Détermination du paramètre $\eta_{p,i}^*$

Type de sol	q_c (MPa)	$\eta_{p,i}^*$ (-)	R_f^* (%)
Argile	1 - 4,5 > 4,5	$\eta_{p,i}^* = 1/30$ $q_s = 0,150$	3-6 %
Limon	1 - 6 > 6	$\eta_{p,i}^* = 1/60$ $q_s = 0,100$	2-3 %
Argile/Limon sableux Sable/Limon argileux	1 - 10 > 10	$\eta_{p,i}^* = 1/80$ $q_s = 0,125$	1-2 %
Sable	1 - 10 10 - 20 > 20	$\eta_{p,i}^* = 1/90$ $q_s = 0,110 + 0,004^* (q_c - 10)$ $q_s = 0,150$	< 1 %

TABLE 27 – Détermination du facteur empirique, tableau issu de la directive [3]

Annexe H. Détermination du facteur de modèle

Groupe de pieux	Sans SLT : γ_{Rd1}	Avec SLT* : γ_{Rd2}
Pieux battus et vérinés	1.00	1.00
Pieux vissés	1.25	1.00
Pieux CFA	1.35	1.15
Pieux forés	1.15	1.15

TABLE 28 – Détermination du facteur de modèle, tableau issu de la directive [3]

Annexe I. Détermination des facteurs de corrélation

Les valeurs sont valables pour une structure qui est suffisamment rigide de sorte que les forces d'un pieu défaillant (p.ex. dans une zone plus faible) puissent être transférées aux pieux voisins. En règle générale, une structure peut être considérée comme étant suffisamment rigide si, par la suppression d'un pieu dans le calcul, le tassement de la construction reste inférieur à 5 mm.

Pour les structures qui ne sont pas suffisamment rigides, les facteurs de corrélation à appliquer sont ceux relatifs à la 1^{ère} ligne des tableaux 6 et 7 (1 pieu).

Ce qui précède implique que, pour une construction fondée sur 1, 2 ou 3 pieux, ce sont toujours les facteurs de corrélation de la première ligne dans les tableaux 6 et 7 qui doivent être appliqués, car, dans le cas de la suppression de 1 pieu d'un groupe de 3 pieux, la rigidité ne peut être assurée que dans une seule direction.

Pour la valeur caractéristique de la capacité portante, issue d'un essai de pénétration statique, exécuté dans l'axe du pieu ou à une distance maximale de $3 D_b$, les facteurs de corrélation ξ_3 et ξ_4 peuvent être définies comme étant 1,08.

La méthode des valeurs ξ est une méthode simplifiée pour tenir compte de l'hétérogénéité du terrain, ce qui signifie que pour une zone très homogène les valeurs peuvent être assez conservatrices. Moyennant une justification, d'autres valeurs ξ peuvent être appliquées, par exemple adopter des valeurs ξ correspondant à une densité d'essais de pénétration plus importante (1 ou 2 colonnes plus à gauche dans les tableaux). La justification peut consister en une analyse statistique, d'où la valeur caractéristique est déterminée directement ou par une étude de la longueur d'autocorrélation.

NOMBRE DE PIEUX	DENSITÉ DES ESSAIS DE PÉNÉTRATION				
	1 CPT 10 m ²	1 CPT 50 m ²	1 CPT 100 m ²	1 CPT 300 m ²	1 CPT 1.000 m ²
1	1.25	1.29	1.32	1.36	1.40
2	1.21	1.25	1.28	1.32	1.36
3	1.18	1.21	1.24	1.28	1.32
4-10	1.15	1.19	1.21	1.25	1.29
> 10	1.14	1.17	1.20	1.24	1.27

Valeurs de ξ_3 qui seront appliquées à la valeur moyenne

NOMBRE DE PIEUX	DENSITÉ D'ESSAI DE PÉNÉTRATION				
	1 CPT 10 m ²	1 CPT 50 m ²	1 CPT 100 m ²	1 CPT 300 m ²	1 CPT 1.000 m ²
1	1.08	1.17	1.23	1.31	1.40
2	1.05	1.13	1.19	1.28	1.36
3	1.02	1.10	1.16	1.24	1.32
4-10	1.00	1.07	1.13	1.21	1.29
> 10	1.00	1.06	1.12	1.20	1.27

Valeurs de ξ_4 qui seront appliquées à la valeur minimum

TABLE 29 – Détermination des facteurs de corrélation, tableau issu de la directive [3]

Annexe J. Détermination des facteurs partiels de sécurité

Groupe de pieux	Combinaison 1				Combinaison 2			
	Sans garantie de qualité		Avec garantie de qualité		Sans garantie de qualité		Avec garantie de qualité	
	γ_B	γ_s	γ_B	γ_s	γ_B	γ_s	γ_B	γ_s
Pieux battus et vérinés	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35
Pieux vissés	1.00	1.00	1.00	1.00	1.45	1.35	1.35	1.35
Pieux CFA	1.10	1.00	1.00	1.00	1.50	1.35	1.35	1.35
Pieux forés	1.20	1.00	1.00	1.00	1.65	1.35	1.35	1.35

TABLE 30 – Détermination des facteurs partiels de sécurité, tableau issu de la directive [3]

Annexe K. Détermination du facteur de modèle par approche pressiométrique

	Procédure du « pieu modèle » (utilisation des coefficients ξ ou de l'annexe D de la norme NF EN 1990)		Procédure du « modèle de terrain »	
	Procédure du « modèle de terrain »		$\gamma_{R,d2}$	$\gamma_{R,d2}$
	$\gamma_{R,d1}$ Compression	$\gamma_{R,d1}$ Traction	Compression	Traction
Pieux non ancrés dans la craie de classe 1 à 7 hors pieux de catégorie 10 et 15	1,15	1,4	1,1	
Pieux ancrés dans la craie de classe 1 à 7 hors pieux de catégorie 10, 15, 17, 18, 19 et 20	1,4	1,7		
Pieux de catégorie 10, 15, 17, 18, 19 et 20	2,0	2,0		

TABLE 31 – Détermination du facteur de modèle, tableau issu de la norme [6]

Annexe L. Détermination du facteur de corrélation par approche pressiométrique

ξ' pour n =	1	2	3	4	5	7	10
ξ_3^a	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
ξ_4^a	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08
^a conforme au tableau A.10 de l'annexe A de la norme NF EN 1997-1.							

TABLE 32 – Détermination du facteur de corrélation, tableau issu de la norme [6]

E.2 Calcul des coefficients ξ

(1) Pour le calcul de la valeur de la portance et/ou de la résistance de traction d'une fondation profonde à partir d'essais de sol, il est nécessaire d'utiliser les facteurs de corrélation ξ_1 ou ξ_2 . Suivant la valeur de la surface S comprenant les points de mesure de pieu ont été effectués et où les fondations profondes projetées doivent être mises en oeuvre, les facteurs de corrélation ξ_1 ou ξ_2 varient. La formule (E.2.1) peut être utilisée.

(2) Pour le calcul de la valeur de la portance et/ou de la résistance de traction d'une fondation profonde à partir d'essais de sol, il est nécessaire d'utiliser les facteurs de corrélation ξ_3 ou ξ_4 . Suivant la valeur de la surface S comprenant les points de mesure de pieu ont été effectués et où les fondations profondes projetées doivent être mises en oeuvre, les facteurs de corrélation ξ_3 ou ξ_4 varient. La formule (E.2.1) peut être utilisée.

$$\xi_i(N, S) = 1 + [\xi'_i(N) - 1] \sqrt{\frac{S}{S_{réf}}} \quad (\text{E.2.1})$$

- ξ_i correspond au coefficient partiel correspondant pour i variant de 1 à 4 ;
- S correspond à la surface des investigations géotechniques pour le site d'étude et doit être comprise dans une zone géotechnique homogène (Clause 6.2 (2)) ;
- N correspond au nombre d'essais de pieux ou de profils d'essais de sol sur la surface considérée ;
- $S_{réf}$ correspond à une surface de référence prise égale à 2 500 m²

(3) L'utilisation des facteurs de corrélation ξ nécessite quelques règles de « bonne » mise en oeuvre :

- la valeur S utilisée dans les calculs ne doit pas être inférieure à 625 m² pour la détermination des coefficients ξ_1 et ξ_2 ; à 100 m² pour la détermination des coefficients ξ_3 et ξ_4 ;
- la surface maximale des investigations géotechniques est égale à 2 500 m² ;
- la plus petite longueur l de la surface des investigations géotechniques ne doit pas être plus de deux fois inférieure à la plus grande longueur L de cette surface. Autrement dit, pour une surface d'investigation rectangulaire, le rapport L/l ne doit pas être supérieur à 2.

FIGURE 39 – Détermination du facteur de corrélation, texte issu de la norme [6]

Annexe M. Détermination des facteurs partiels de sécurité par approche pressiométrique

Résistance	Symbole	Pieux forcés	Pieux forés	Pieux à la tarière continue (CFA)
Pointe	γ_b	1,1	1,1	1,1
Fut (compression) ^a	γ_s	1,1	1,1	1,1
Total/combine (compression) ^a	γ_t	1,1	1,1	1,1
Fût en traction ^a	$\gamma_{s,t}$	1,15	1,15	1,15
^a conforme aux tableaux A.6 à A.8 de l'annexe A de NF EN 1997-1 – Jeu R2.				

TABLE 33 – Détermination des facteurs partiels de sécurité (cas des situations durables), tableau issu de la norme [6]

Résistance	Symbole	Pieux forcés	Pieux forés	Pieux à la tarière continue (CFA)
Pointe	γ_b	1,0	1,0	1,0
Fut (compression)	γ_s	1,0	1,0	1,0
Total/combine (compression)	γ_t	1,0	1,0	1,0
Fût en traction	$\gamma_{s,t}$	1,05	1,05	1,05

TABLE 34 – Détermination des facteurs partiels de sécurité (cas des situations accidentelles), tableau issu de la norme [6]

Annexe N. Classes de pieux et types de sols par approche pres- sionométrique

Classe	Catégorie	Technique de mise en œuvre	Abréviation	Norme de référence
1	1	Foré simple (pieux et barrettes)	FS	NF EN 1536
	2	Foré boue (pieux et barrettes)	FB	
	3	Foré tubé (virole perdue)	FTP	
	4	Foré tubé (virole récupérée)	FTR	
	5	Foré simple ou boue avec rainurage ou puits	FSR, FBR, PU	
2	6	Foré tarière creuse simple rotation, ou double rotation	FTC, FTCD	NF EN 1536
3	7	Vissé moulé	VM	NF EN 12699
	8	Vissé tubé	VT	
4	9	Battu béton préfabriqué ou précontraint	BPF, BPR	NF EN 12699
	10	Battu enrobé (béton – mortier – coulis)	BE	
	11	Battu moulé	BM	
	12	Battu acier fermé	BAF	
5	13	Battu acier ouvert	BAO	NF EN 12699
6	14	Profilé H battu	HB	NF EN 12699
	15	Profilé H battu injecté	HBI	
7	16	Palplanches battues	PP	NF EN 12699
1 bis	17	Micropieu type I	M1	NF EN 1536/14199/12699
	18	Micropieu type II	M2	
8	19	Pieu ou micropieu injecté mode IGU (type III)	PIGU, MIGU	
	20	Pieu ou micropieu injecté mode IRS (type IV)	PIRS, MIRS	

TABLE 35 – Classes et catégories de pieux, tableau issu de la norme [6]

Classes de sol		I_c	p_i^* (MPa)	q_c (MPa)	$(N_{1,60})$	c_u (kPa)
Argiles et limons	Très mous à mous	< 0,50	< 0,4	< 1,0		< 75
	Fermes	0,50 à 0,75	0,4 à 1,2	1,0 à 2,5		75 à 150
	Raides	0,75 à 1,00	1,2 à 2	2,5 à 4,0		150 à 300
	Très raides	$\geq 1,00$	≥ 2	$\geq 4,0$		≥ 300
Sols intermédiaires (sable limoneux, sable argileux, argile sableuse)	Classement à réaliser selon les indications des figures B.2.1 à B.2.4					
Sables et graves	Très lâches		< 0,2	< 1,5	< 3	
	Lâches		0,2 à 0,5	1,5 à 4	3 à 8	
	Moyennement denses		0,5 à 1	4 à 10	8 à 25	
	Denses		1 à 2	10 à 20	25 à 42	
	Très denses		≥ 2	≥ 20	42 à 58	
Craies	Molles		< 0,7	< 5		
	Altérées		0,7 à 3	5 à 15		
	Saines		≥ 3	≥ 15		
Marne et calcaire marneux	Tendres		< 1	< 5		
	Raides		1 à 4	5 à 15		
	Très raides		≥ 4	≥ 15		
Rocher	Altéré		2,5 à 4			
	Fragmenté		≥ 4			

TABLE 36 – Classes et catégories de pieux, tableau issu de la norme [6]

Le lecteur est renvoyé vers la norme [6] pour informations complémentaires.

Annexe O. Facteur de portance maximum

Terrain	Argile % CaCO ₃ < 30 % Limon Sols intermédiaires	Sols intermédiaires Sable Grave	Craie	Marne et calcaire- marneux	Roche altérée et fragmentée (a)
Classe de pieu (c)					
1	1,15 (b)	1,1 (b)	1,45 (b)	1,45 (b)	1,45 (b)
2	1,3	1,65	1,6	1,6	2,0
3	1,55	3,2	2,35	2,10	2,10
4	1,35	3,1	2,30	2,30	2,30
5 #	1,0	1,9	1,4	1,4	1,2
6 #	1,20	3,10	1,7	2,2	1,5
7 #	1,0	1,0	1,0	1,0	1,2
8	1,15 (b)	1,1 (b)	1,45 (b)	1,45 (b)	1,45 (b)

(#) pour les pieux de type BAO, HB et PP, mis en œuvre par vibrofonçage, au lieu de battage, il y a lieu de faire un abattement de 50 % sur le facteur k_p .

(a) La valeur de k_p pour les roches altérées et fragmentées doit être prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus. Dans le cas des roches saines, il convient (F.1 (2) Note 1) d'apprécier si une justification basée sur les méthodes de la présente annexe F et à l'évidence pessimiste est suffisante, ou bien s'il convient d'avoir recours aux méthodes spécifiques de la mécanique des roches.

(b) Pour les micropieux, la résistance de pointe n'est normalement pas pris en compte.

(c) Il convient de se référer à l'article A.10 pour le choix des périmètres et des aires des pieux à considérer dans les calculs.

(d) D'autres valeurs de k_{pmax} peuvent être utilisées à condition de satisfaire les conditions de la clause 9 de la section 1.

TABLE 37 – Facteur de portance maximum, tableau issu de la norme [6]

Annexe P. Facteur adimensionnel apparaissant dans l'établissement du frottement unitaire axial

N°	Abréviation	Technique de mise en œuvre	Argile % CaCO ₃ < 30% Limon Sols intermédiaires	Sols intermédiaires Sable Grave	Craie	Marne et Calcaire- Marneux	Roche altérée ou fragmentée
1	FS ##	Foré simple (pieux et barrettes)	1,1	1	1,8	1,5	1,6
2	FB ##	Foré boue (pieux et barrettes)	1,25	1,4	1,8	1,5	1,6
3	FTP	Foré tubé (virole perdue)	0,7	0,6	0,5	0,9	—
4	FTR	Foré tubé (virole récupérée)	1,25	1,4	1,7	1,4	—
5	FSR, FBR, PU ##	Foré simple ou boue avec rainurage ou puits	1,3	—	—	—	—
6	FTC, FTCD (c)	Foré tarière continue simple rotation ou double rotation	1,5	1,8	2,1	1,6	1,6
7	VM	Vissé moulé	1,9	2,1	1,7	1,7	—
8	VT	Vissé tubé	0,6	0,6	1	0,7	—
9	BPF**, BPR**	Battu béton préfabriqué ou précontraint	1,1	1,4	1	0,9	—
10	BE**	Battu enrobé (béton – mortier – coulis)	2	2,1	1,9	1,6	—
11	BM**	Battu moulé	1,2	1,4	2,1	1	—
12	BAF**	Battu acier fermé	0,8	1,2	0,4	0,9	—
13	BAO** #	Battu acier ouvert	1,2	0,7	0,5	1	1
14	HB** #	H battu	1,1	1	0,4	1	0,9
15	HB**	H battu injecté (IGU ou IRS)	2,7	2,9	2,4	2,4	2,4
16	PP** #	Palplanches battues	0,9	0,8	0,4	1,2	1,2
17	M1	Micropieu type I	—	—	—	—	—
18	M2	Micropieu type II	—	—	—	—	—
19	PIGU, MIGU	Pieu ou micropieu injecté (type III)	2,7	2,9	2,4	2,4	2,4
20	PIRS, MIRS	Pieu ou micropieu injecté (type IV)	3,4	3,8	3,1	3,1	3,1

Pour les pieux de type BAO, HB et PP, mis en œuvre par vibrofonçage, et pas par battage, il y a lieu de faire un abattement de 30% sur les valeurs de q_u .

Pour les pieux de grande longueur, il convient d'appliquer la clause (f) de la présente section.

(a) Pour les micropieux BE, HB, MIGU, PIGU, PIRS et MIRS, les valeurs proposées correspondent à une exécution stricte et soignée de l'injection correspondante. Les essais de conformité (Section 8.9) permettront de définir précisément les valeurs de frottement axial unitaire à considérer. Il convient ensuite d'appliquer les valeurs ζ_1 et ζ_2 du tableau C.2.3.1. On attire l'attention que cette recommandation est d'autant plus importante dans les argiles et les marnes que les performances dans ces terrains sont très sensibles à toute insuffisance lors de la mise en œuvre.

(b) Pour les micropieux et les pieux de catégorie 17 et 18, il convient de considérer les valeurs de frottement axial unitaire des techniques de pieux ou de micropieux les plus proches sur le plan de la technologie.

(c) Les valeurs mentionnées pour les fondations profondes de catégorie 6 sont données pour des pieux réalisés avec un enregistrement continu des paramètres de forage et de bétonnage (tableau 6.4.1.1 Note (1)). Dans le cas contraire, on s'expose à des discontinuités et des détériorations du pieu lors de sa réalisation.

(d) Les valeurs mentionnées pour les fondations profondes de catégorie 7 mises en œuvre avec une technique de bétonnage directement à la pompe à béton sont données pour des pieux réalisés avec un enregistrement continu des paramètres de réalisation du pieu. Dans le cas contraire, on s'expose à des discontinuités et des détériorations du pieu lors de sa réalisation.

(e) Il convient de se référer à l'article A.10 pour le choix des périmètres et des aires des pieux à considérer dans les calculs.

(f) D'autres valeurs peuvent être utilisées à condition de satisfaire les conditions de la clause 9 de la section 1.

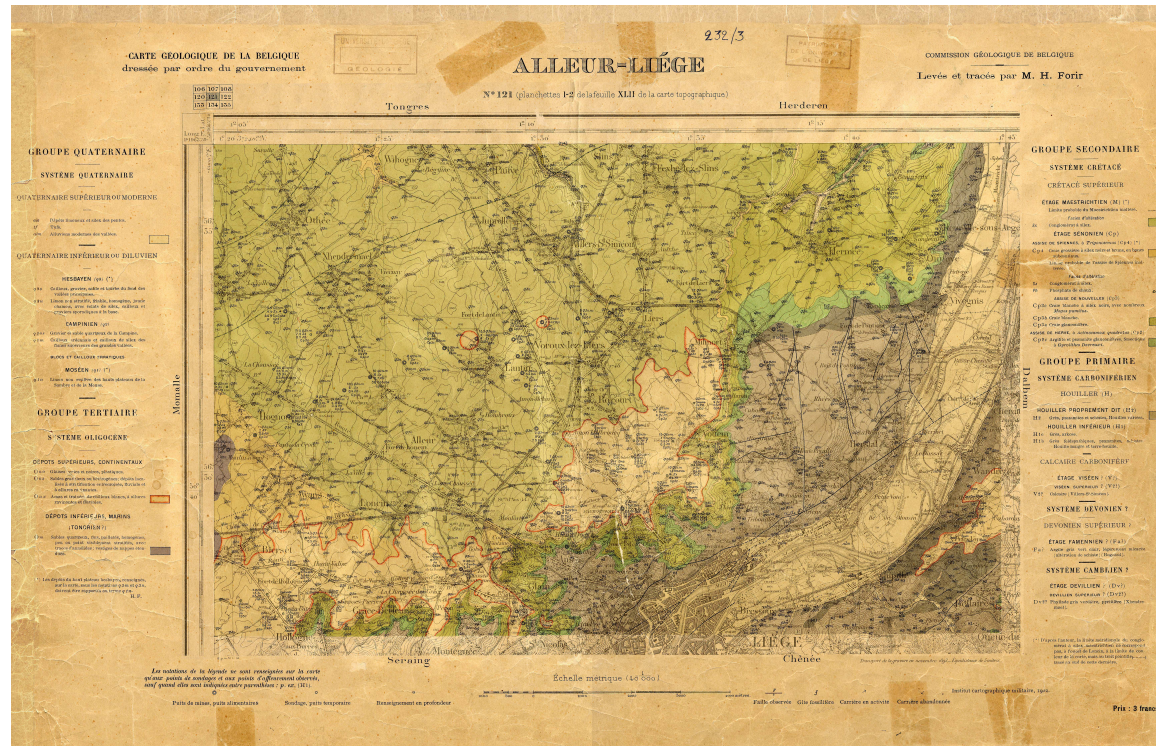
TABLE 38 – Facteur $\alpha_{pieu-sol}$, tableau issu de la norme [6]

Annexe Q. Détermination des paramètres a , b et c apparaissant dans la fonction f_{sol}

Type de sol	Argile % CaCO ₃ < 30% Limon Sols intermédiaires	Sols intermédiaires Sable Grève	Craie	Marne et Calcaire- Marneux	Roche altérée ou fragmentée
Choix de la courbe	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5
a	0,003	0,01	0,007	0,008	0,01
b	0,04	0,06	0,07	0,08	0,08
c	3,5	1,2	1,3	3	3

TABLE 39 – Détermination des paramètres a , b et c apparaissant dans f_{sol} , tableau issu de la norme [6]

Annexe R. Carte géologique de la Belgique pour la zone Allier-Liège




110

FIGURE 40 – Carte géologique de la Belgique pour la zone Allier-Liège, carte fournie par la bibliothèque des sciences et techniques de l'Université de Liège section des sciences de la terre.

http://www2.libnet.ulg.ac.be/sct/cartes2/Allier_121.jpg

Annexe S. Résultats des trois essais CPT réalisés rue Noël Heine

Université de Liège - Laboratoire de Géotechnologies



Pénétromètre de 170 kN

01

Chantier : AWANS, rue Noël Heine Date : 25/05/10

Opérateur : VDZ Niveau du sol : - Pas d'eau

0.2	0.9	0.9	6.8	40.0	2.6
0.4	1.8	1.4	7.0	38.0	3.0
0.6	2.4	1.7	7.2	37.0	2.6
0.8	2.8	1.8	7.4	37.0	3.0
1.0	3.1	2.0	7.6	39.0	3.8
1.2	3.3	1.2	7.8	40.0	2.9
1.4	3.8	1.4	8.0	41.0	3.4
1.6	4.5	1.3	8.2	42.0	3.0
1.8	5.0	1.1	8.4	44.0	3.0
2.0	5.9	1.4	8.6	46.0	3.3
2.2	6.4	2.0	8.8	47.0	3.2
2.4	6.7	1.3	9.0	50.0	3.2
2.6	7.2	1.3	9.2	52.0	3.4
2.8	8.8	2.2	9.4	54.0	3.2
3.0	9.4	2.2	9.6	56.0	4.8
3.2	11.8	4.0	9.8	58.0	4.1
3.4	14.1	4.0	10.0	58.0	4.2
3.6	16.0	4.0	10.2	62.0	5.7
3.8	17.6	3.4	10.4	65.0	6.7
4.0	18.2	3.0	10.6	68.0	4.4
4.2	19.0	3.8	10.8	70.0	3.6
4.4	22.0	4.7	11.0	70.0	2.8
4.6	22.0	3.9	11.2	70.0	5.2
4.8	26.0	6.2	11.4	73.0	5.0
5.0	28.0	5.4	11.6	75.0	4.6
5.2	30.0	5.4	11.8	77.0	4.9
5.4	33.0	6.2	12.0	77.0	4.9
5.6	33.0	5.5	12.2	78.0	5.2
5.8	36.0	6.1	12.4	82.0	6.0
6.0	37.0	5.8	12.6	114.0	50.0
6.2	38.0	5.6	12.8	140.0	60.0
6.4	40.0	4.0	13.0	170.0	60.0
6.6	40.0	4.0			

FIGURE 41 – Résultats de l'essai CPT numéro 1.



Pénétromètre de 170 kN

02

Chantier : AWANS, rue Noël Heine

Date : 25/05/10

Opérateur : VDZ

Niveau du sol : -

Pas d'eau

0.2	4.8	4.8	6.8	38.0	2.4	13.4	89.0	8.8
0.4	9.8	3.2	7.0	39.0	3.9	13.6	90.0	3.6
0.6	5.8	2.4	7.2	39.0	3.5	13.8	92.0	3.8
0.8	7.0	2.3	7.4	41.0	4.0	14.0	92.0	4.8
1.0	7.5	2.0	7.6	41.0	3.6	14.2	95.0	8.0
1.2	7.4	2.0	7.8	42.0	3.8	14.4	106.0	18.0
1.4	8.2	2.2	8.0	44.0	3.7	14.6	127.0	34.0
1.6	9.0	1.6	8.2	47.0	4.8	14.8	124.0	6.4
1.8	10.0	1.4	8.4	50.0	4.5	15.0	128.0	13.2
2.0	9.7	1.3	8.6	53.0	4.3	15.2	154.0	48.0
2.2	9.2	2.1	8.8	56.0	4.3	15.4	170.0	60.0
2.4	10.3	2.7	9.0	60.0	5.4			
2.6	13.4	4.0	9.2	63.0	5.0			
2.8	15.6	4.0	9.4	65.0	5.0			
3.0	17.7	3.1	9.6	65.0	3.9			
3.2	18.4	4.0	9.8	68.0	5.3			
3.4	18.0	3.6	10.0	70.0	5.1			
3.6	19.0	3.8	10.2	72.0	4.4			
3.8	22.0	5.9	10.4	71.0	4.0			
4.0	24.0	4.7	10.6	71.0	4.0			
4.2	26.0	5.3	10.8	70.0	2.6			
4.4	30.0	6.5	11.0	68.0	2.6			
4.6	34.0	7.0	11.2	68.0	2.0			
4.8	34.0	5.8	11.4	66.0	1.7			
5.0	35.0	5.0	11.6	65.0	2.4			
5.2	36.0	6.0	11.8	66.0	2.7			
5.4	38.0	5.3	12.0	69.0	4.0			
5.6	39.0	5.0	12.2	68.0	2.8			
5.8	40.0	4.3	12.4	69.0	2.6			
6.0	40.0	3.3	12.6	69.0	3.0			
6.2	39.0	3.6	12.8	70.0	3.6			
6.4	39.0	3.4	13.0	76.0	9.4			
6.6	38.0	2.7	13.2	82.0	7.8			

FIGURE 42 – Résultats de l'essai CPT numéro 2.

Chantier : AWANS, rue Noël Heine

Date : 25/05/10

Opérateur : VDZ

Niveau du sol : -

Pas d'eau

0.2	3.4	3.2	6.8	39.0	2.0	13.4	75.0	3.2
0.4	4.1	3.6	7.0	38.0	1.9	13.6	77.0	4.4
0.6	5.6	2.4	7.2	40.0	2.7	13.8	84.0	8.3
0.8	5.9	1.7	7.4	42.0	3.1	14.0	94.0	12.4
1.0	6.5	2.0	7.6	41.0	2.7	14.2	108.0	22.0
1.2	6.9	2.1	7.8	42.0	4.0	14.4	112.0	8.0
1.4	7.8	2.5	8.0	44.0	3.4	14.6	130.0	20.0
1.6	8.6	1.9	8.2	47.0	3.9	14.8	114.0	11.2
1.8	8.8	1.4	8.4	50.0	3.6	15.0	122.0	12.0
2.0	8.1	1.2	8.6	51.0	3.4	15.2	140.0	28.0
2.2	8.4	2.0	8.8	53.0	4.0	15.4	145.0	21.0
2.4	10.2	2.2	9.0	56.0	3.6	15.6	156.0	34.0
2.6	10.4	2.0	9.2	60.0	4.4	15.8	160.0	38.0
2.8	12.7	3.6	9.4	64.0	4.5	16.0	170.0	52.0
3.0	15.2	4.1	9.6	65.0	5.0			
3.2	17.8	4.2	9.8	68.0	5.1			
3.4	20.0	4.6	10.0	70.0	5.1			
3.6	22.0	4.8	10.2	74.0	4.8			
3.8	25.0	5.3	10.4	76.0	4.2			
4.0	27.0	4.8	10.6	76.0	3.8			
4.2	29.0	4.1	10.8	74.0	4.2			
4.4	32.0	5.0	11.0	74.0	3.2			
4.6	35.0	5.9	11.2	76.0	4.2			
4.8	38.0	6.2	11.4	76.0	2.8			
5.0	39.0	5.3	11.6	76.0	3.0			
5.2	40.0	5.0	11.8	76.0	2.2			
5.4	43.0	5.1	12.0	74.0	1.6			
5.6	43.0	5.3	12.2	73.0	1.6			
5.8	44.0	5.4	12.4	72.0	1.3			
6.0	44.0	4.0	12.6	72.0	1.3			
6.2	44.0	3.0	12.8	72.0	1.4			
6.4	44.0	1.9	13.0	72.0	1.2			
6.6	42.0	2.0	13.2	73.0	2.4			

FIGURE 43 – Résultats de l'essai CPT numéro 3.

Annexe T. Résultats des trois essais pressiométrique réalisés rue Noël Heine

Forage 1

Dossier 2/T/67101

Commune

Z =

AWANS

Essai n°	Profondeur de l'essai (m)	Cote de l'essai (m)	Module E (bar)	Pression limite PI (bar)	Pression fluage Pf (bar)	Rapport E/PI (-)	Remarques	Courbe de tarage
1	1.00	-1.00	48	4.3	2.0	11		60E
2	2.00	-2.00	45	3.6	2.0	13		60E
3	3.00	-3.00	75	4.6	2.7	16		60E
4	4.00	-4.00	69	6.3	2.8	11		60E
5	5.00	-5.00	114	9.3	5.2	12		60E
6	6.00	-6.00	95	8.8	4.4	11		60E
7	7.00	-7.00	71	13.4	5.4	5		60E
8	8.00	-8.00	84	10.1	4.6	8		60E
9	9.00	-9.00	140	12.3	6.3	11		60E

FIGURE 44 – Résultats de l'essai pressiométrique numéro 1.

Forage 2

Dossier 2/T/67101

Commune

Z =

AWANS

Essai n°	Profondeur de l'essai (m)	Cote de l'essai (m)	Module E (bar)	Pression limite PI (bar)	Pression fluage Pf (bar)	Rapport E/PI (-)	Remarques	Courbe de tarage
1	1.00	-1.00	35	4.0	1.5	9		60E
2	2.00	-2.00	26	3.6	1.4	7		60E
3	3.00	-3.00	56	5.7	3.3	10		60E
4	4.00	-4.00	75	7.9	2.9	9		60E
5	5.00	-5.00	136	8.6	4.2	16		60E
6	6.00	-6.00	126	7.8	3.9	16		60E
7	7.00	-7.00	82	8.6	3.8	10		60E
8	8.00	-8.00	105	11.3	5.4	9		60E

FIGURE 45 – Résultats de l'essai pressiométrique numéro 2.

Forage 3

Dossier 2/T/67101

Commune
AWANS

Z =

Essai n°	Profondeur de l'essai (m)	Cote de l'essai (m)	Module E (bar)	Pression limite PI (bar)	Pression fluage Pf (bar)	Rapport E/PI (-)	Remarques	Courbe de tarage
1	1.00	-1.00	28	4.0	1.7	7		60E
2	2.00	-2.00	39	4.3	1.7	9		60E
3	3.00	-3.00	50	4.3	2.1	12		60E
4	4.00	-4.00	58	5.5	2.2	11		60E
5	5.00	-5.00	28	3.7	1.3	7		60E
6	6.00	-6.00	41	4.6	1.8	9		60E
7	7.00	-7.00	115	12.0	5.5	10		60E
8	8.00	-8.00	115	12.0	5.4	10		60E
9	8.70	-8.70	112	14.1	6.3	8		60E

FIGURE 46 – Résultats de l'essai pressiométrique numéro 3.