

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE SAAD DAHLEB – BLIDA1
FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



MEMOIRE DE MASTER
Pour obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Spécialité : GÉOTECHNIQUE

THEME

Evaluation des critères de capacité portante et des méthodes de calcul des fondations superficielles sur la base des essais de chargement en vraie grandeur

Présenté par :

- Serine BELKADI
- Hounayda TABTI

Encadré par :

P r : ALI - BOUAFIA

2022/202

Remerciement

Ce mémoire est le fruit des efforts fournis par plusieurs personnes que nous ne pourrions oublier de remercier.

Nous remercions d'abord Dieu le tout puissant de nous avoir donné la force et la volonté de réaliser ce mémoire.

Nous remercions Mr. ALI BOUAFIA pour tous ses précieux conseils, son écoute active, sa disponibilité et aussi pour le dévouement manifesté malgré ses nombreuses occupations. Ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu voir le jour sans son aide et son encadrement.

Nous remercions également tous nos professeurs et toute l'équipe pédagogique responsable de notre formation.

Un grand merci à nos parents pour leurs conseils et leurs encouragements ainsi que pour tous leurs incommensurables sacrifices accordés durant toute notre formation.

Nous tenons à remercier FAROUK ALLALOU et SAIM NIHAL pour leur soutien actif et leur aide. En effet réaliser ce mémoire n'a pas été une tâche facile, et nous n'aurions pas tant réussi si nous n'avions pas reçu leurs conseils, ainsi que leur force de persuasion.

Nous saisissons l'occasion pour remercier tous nos proches, qui ont cru en nous et qui nous ont soutenu durant les moments de doute et d'abandon.

Enfin, nous tenons à exprimer vivement nos remerciements avec une profonde gratitude à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce présent mémoire.

BELKADI ET TABTI

Dédicaces

À ma Maman et mon Père, qui m'ont toujours soutenu et encouragé, et surtout sans qui je n'aurais pas pu arriver là où j'en suis aujourd'hui, ainsi qu'à mes sœurs, mon frère,

REMINE Lydia, ma meilleure amie, ma sœur que j'adore, qui, au fil des années, a été toujours présente à mes côtés pour me soutenir dans les moments de stress et m'encourager à chaque étape. Ta présence a été un rayon de soleil dans les jours sombres.

À ma grand-mère chérie, présente corps et âme dans le bon comme dans le mauvais.

Mes cousins BOUNATIROU Nafissa, YAHIAOUI Hakim, HACHEMI Nachida et toute ma famille

Sans oublier mon très cher grand-père. Alors que je célèbre mes succès et mes réalisations, je ne peux m'empêcher de penser à toi. Tu as été une présence constante dans ma vie, une source d'inspiration et de sagesse. J'espère qu'aujourd'hui, quelque part dans le ciel, il existe une petite fenêtre d'où tu pourras me voir réussir.

À mes amis REMINE Amina et sa famille, TEMMAR Billel, HAMMOUDA Ayoub et toute la section Master Géotechniques.

Hounayda TABTI

Dédicaces

Je dédie ce travail à ma très chère maman. Tu représentes pour moi la source de la tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi. Ta prière et ta bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études. Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond amour. Puisse Dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur.

A toi Papa, tu m'as tendu la main et tu m'as donné la volonté de poursuivre dans les moments les plus difficiles. Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour toi mon cher papa. Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis pour mon éducation et ma formation.

A mes grands-parents paternels, vous m'avez donné tout le grand amour qu'un petit enfant peut attendre. Je prie Dieu de vous laisser encore des années à nos côtés.

A mes grands-parents maternels, je n'ai pas eu l'occasion de vous connaître, que Dieu vous accueille dans son vaste paradis.

A tous les membres de ma famille, petits et grands, veuillez trouver dans ce modeste travail l'expression de mon affection.

A mes chères copines Melissa, Nihad et Kenza, Amina. Je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur et de réussite. Vous avez toujours été présentes pour les bons conseils.

A mon petit ange d'amour, mon neveu Fadi, que Dieu te protège et te garde pour nous.

Serine BELKADI.

RÉSUMÉ

Notre travail souligne l'importance du calcul des fondations superficielles dans l'ingénierie des constructions. Il met en évidence la nécessité de prendre en compte la capacité portante du sol et les charges auxquelles les fondations sont soumises.

Nous avons mené une recherche pour analyser les données d'essais de chargement vertical de fondation, en se basant sur des essais in-situ et des essais de laboratoire dans différents pays.

Des études bibliographiques et quantitatives sont réalisées, ainsi que l'interprétation des courbes de chargement-déplacement et cela pour évaluer la capacité portante.

Nous avons également réalisé une étude comparative des critères de capacité portante, classant les critères selon leur exactitude et précision.

En conclusion, nous avons fait des recommandations concernant le choix du critère de capacité portante en fonction de la nature du sol, et des conclusions sont tirées sur la qualité des méthodes de calcul par rapport aux résultats des essais de chargement de fondation.

Mots-Clefs : Fondation, Essai de chargement, Tassement, Capacité portante, Critère.

ABSTRACT

Our work highlights the importance of calculating shallow foundations in construction engineering. It emphasizes the need to consider the bearing capacity of the soil and the loads to which the foundations are subjected.

We conducted research to analyze data from vertical foundation loading tests, based on both in-situ tests and laboratory tests in different countries.

Literature and quantitative studies were conducted, along with the interpretation of load-displacement curves, to evaluate the bearing capacity.

We also performed a comparative study of bearing capacity criteria, ranking the criteria based on their accuracy and precision.

In conclusion, we made recommendations regarding the choice of bearing capacity criterion based on the nature of the soil, and conclusions were drawn about the quality of calculation methods compared to foundation loading test results.

Keywords: Foundation, Loading test, Settlement, Bearing capacity, Criterion.

ملخص

يسلط عملنا الضوء على أهمية حساب الأساسات السطحية في هندسة البناء. ويؤكد على ضرورة مراعاة قدرة تحمل التربة والأحمال التي تتعرض لها الأساسات.

قمنا بإجراء بحث لتحليل بيانات اختبارات التحميل الرأسي للأساسات، باستناد إلى اختبارات في الموقع واختبارات في المختبر في دول مختلفة تم إجراء دراسات بيليوغرافية وكمية، بالإضافة إلى تفسير منحنيات التحميل-التشوه لتقييم قدرة التحمل أجرينا أيضاً دراسة مقارنة لمعايير قدرة التحمل، حيث تم تصنيف المعايير حسب دقتها وصحتها في الختام، قدمنا توصيات بشأن اختيار معيار قدرة التحمل وفقاً لطبيعة التربة، وتم استخلاص استنتاجات حول جودة طرق الحساب مقارنةً بنتائج اختبارات التحميل الأساسية.

الكلمات المفتاحية: أساس، اختبار التحميل، الترسيب، القدرة التحمل، المعيار

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS.....	1
RESUME	4
ABSTRACT	5
ملخص	6
TABLE DES MATIÈRES	7
LISTE DES FIGURES.....	11
LISTE DES TABLEAUX.....	13
LISTE DES SYMBOLES.....	17
Introduction générale :	18
CHAPITRE 01: Etude bibliographique	
1.1 Introduction.....	20
1.2 Capacité portante	20
1.2.1 Les conditions de la capacité portante :	21
1.2.2 Méthodes de calcul de la capacité portante :	21
1.2.3 Essais de laboratoire :	21
1.2.3.1 Calcul théorique de la capacité portante d'une fondation :	21
1.2.3.2 Cas d'un sol homogène et horizontal recevant des charges verticales et centrés	22
1.2.3.2.1 Cas d'une fondation filante :	22
1.2.3.2.2 Cas d'une Fondation continue exerçant une charge inclinée centrée sur un sol homogène infiniment épais :	23
1.2.3.2.3 Cas d'une Fondation continue exerçant une charge verticale excentrée sur un sol homogène infiniment :	23
1.2.3.2.4 Cas d'une Fondation continue exerçant une charge verticale centrée sur un sol homogène de faible épaisseur :	24
1.2.3.2.4 Cas d'une Fondation isolée exerçant une charge verticale centrée sur un sol homogène infiniment épais :	26
1.2.4 Essais In-Situ	26
1.2.4.1 L'essai de pressiométrique (PMT) :	26
1.2.4.2 L'essai pénétro-statique (CPT) :	27
1.2.4.3 L'essai de pénétration au carottier (SPT) :	28
1.2.4.4 L'essai de pénétration dynamique(DPT) :	28
1.3 Tassement	29

1.3.1 Composantes du tassement :.....	30
1.3.2 Méthode de calcul du tassement :.....	31
1.3.3 Essais In-Situ	31
1.3.3.1 Essai PMT :	31
1.3.3.2 Méthode pénétrométrique de Schmertmann :.....	34
1.3.3.3 Méthode de calcul à partir du SPT :.....	35
1.3.3.4 Méthode de calcul à partir du pénétromètre dynamique DPT.....	36
1.3.4 Essai de laboratoire.....	37
1.3.4.1 Essai de compressibilité œdométrique :	37
1.4 Essai à la plaque (NF P94-117-1).....	38
1.4.1 Domaine d'application :	38
1.4.2 Principe de l'essai :.....	39
1.4.3 Matériels :	39
1.5 Essai à la dynaplaque 1 et 2 (NF P94 -117-2)	40
1.5.1 Domaine d'application :	40
1.5.2 Références normatives :	40
1.5.3 Principe de l'essai :.....	41
1.6 Essai de Westergaard (NF P94-117-3)	41
1.6.1 Domaine d'application :.....	41
1.6.2 Principe de l'essai :	42
1.6.3 Mode opératoire :	42
1.7 Présentation des critères de la capacité portante.....	42
1.7.1 Critère conventionnel (10% de B) :.....	42
1.7.2 Critère de van der veen 1956 (ou critère exponentiel) :.....	43
1.7.3 Critère d'hyperbolique :	44
1.7.3.1 Remarques concernant HYPER :	45
1.7.4 Critère de de beer 1968 (ou critère bi-logarithmique) :.....	45
1.7.5 Critère de décourt (ou critère de la raideur sécante) :.....	45
1.7.6 Critère parabole rectangle (PARECT) :	46
1.7.6.1 Etude de la fonction parabole-rectangle :.....	46
1.7.6.2 Propriétés de la fonction PARECT :	48
1.8 Conclusion :	49
CHAPITRE 02 : Description des essais de chargement	
2.1 Carte mondiale Présentative des sites expérimentaux	52
2.2 Introduction.....	52

2.3 DESCRIPTION DES SITES	53
2.2.1 Site 01 :	53
2.2.1.1 Résultats de l'essai :	53
2.2.2 Site 02 :	53
2.2.3. Site 03 :	57
2.2.4 Site 04 :	57
2.2.4.2. Résultats de l'essai de chargement :	57
2.2.5 Site 05 :	58
2.2.6 Site 06 :	58
2.2.7 Site 07 :	58
2.2.7.1 Essai de chargement :	59
2.2.7.2 Résultat de l'essai :	59
2.2.8 Site 08 :	60
2.2.8.1 Résultats de l'essai :	60
2.2.9 Site 09 :	60
2.2.10 Site 10 :	61
2.2.11 Site 11 :	61
2.4 Tableau général récapitulatif :	61
2.5 Conclusion :	62
CHAPITRE 03 : Interprétation des essais de chargement	
3.1 Introduction.....	64
3.2 Interprétation des courbes de chargement dans un sol sableux :	64
3.3 Interprétation des courbes de chargement dans un sol argileux :	69
3.4 Interprétation des courbes de chargement dans un sol multicouche :	72
3.5 Conclusion :	74
CHAPITRE 04 : Application des méthodes de calcul de la capacité portante	
4.1 Introduction.....	76
4.2 Calcul de la capacité portante à partir du PMT	76
4.3 Calcul de la capacité portante à partir du DPT	77
4.4 Calcul de la capacité portante à partir du CPT	78
4.4.1	78
4.4.2 Calcul de capacité portante du site N°5 Texas	82
4.6 Conclusion	84
CHAPITRE05 : Application des méthodes de calcul de tassement	
5.1 INTRODUCTION	86

5.2 CALCUL DE TASSEMENT A PARTIRE DE L'ESSAI PMT	86
5.3 Conclusion :	88
CHAPITRE06: Comparaison des critères de capacité portante	
6 .1 Introduction.....	90
6.1 Synthèse par type de sol	90
6.1.1 SABLE :	90
6.1.1.1 Site01 : Blida (Algérie)	90
6.1.1.3Site02 : Les états unis	91
6.1.2 Sol Argileux :	96
6.1.3Sol Multicouche.....	98
6.2 Analyse statique des critères :	99
6.2.1. Sol Sableux.....	99
6.3Synthèses des résultats d'étude statique selon la nature du sol	108
6.3.1 Sable	108
Sol Argileux.....	109
6.3.2 Sol Multicouche.....	111
6.4 Conclusion :	112
CHAPITRE 07: Comparaison des méthodes de calcul capacité portante	
7.1 Introduction.....	114
7.2 Conclusion :	115
CHAPITRE08: Comparaison des méthodes de calcul du tassement	
8.1Introduction :	117
8.2 Etude de sol sableux	117
8.3 Conclusion :	118
Conclusion et Recommandation	120
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	122

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE 01

Figure 1.1 : Schéma d'une fondation continue exerçant une charge verticale centrée sur un sol homogène infiniment épais [3].....	03
Figure 1.2 : Schéma d'une fondation continue exerçant une charge inclinée centrée [3].	04
Figure 1.3 : Schéma d'une fondation continue exerçant une charge verticale excentrée [3].	04
Figure 1.4 : Schéma d'une fondation continue exerçant une charge verticale centrée sur un sol homogène de faible épaisseur [3].	
Figure 1.5 : Synoptique de comparaison entre les différentes composantes du tassement [4].....	11
Figure 1.6 : Schéma de la zone utile de tassement selon la méthode PMT [4].....	13
Figure 1.7 : Profil du facteur d'influence du tassement [4].....	13
Figure 1.8 : Valeurs du coefficient α selon Ménard [4]	15
Figure 1.9 : Détermination du coefficient I_z (Schmertmann, 1978) [14].....	16
Figure 1.10 : Schéma de découpage du sol en des tranches.....	18
Figure 1.11 : Influence du rapport B/H sur le tassement d'une fondation.....	19
Figure 1.12 : Photo de l'essai de chargement à la plaque.	19
Figure 1.13 : Schéma de l'essai à la plaque [6].....	20
Figure 1.14 : Caractéristiques des essais de chargement [6].....	20
Figure 1.15 : Photos montrant la dynaplaque [7].....	21
Figure 1.16 : Essai de Westergaard [9].....	22
Figure 1.17 : Interprétation selon le critère 10 % de B.....	24
Figure 1.18 : Interprétation selon le critère de Van der Veen.....	25
Figure 1.19 : Schéma d'un nuage de point à ajuster par une fonction analytique.....	25
Figure 1.20 : Selon exécution critère de beer 1968.....	26
Figure 1.21 : Exemple du critère RAIDEUR.....	27
Figure 1.22 : Courbe de la fonction polynôme	28
Figure 1.23 : Courbe de la fonction parabole rectangle.....	29
Figure 1.24 : Représentation des documents.....	29
Figure 1.25 : La fonction impaire de PARECT.....	30

CHAPITRE 02

Figure 2.1 : Carte mondiale représente la localisation des sites.....33

CHAPITRE 03

Figure 3.1 : Courbe charge tassement dans un sol sableux.....	45
Figure3.2 : Critère de 10 % B (sable).....	46
Figure 3.3 : Critère d'exponentiel (sable).....	46
Figure 3.4 : Critère bi-logarithmique.....	46
Figure 3.5 : Exécution de critère RAIDEUR sécante.....	46
Figure 3.6 : Critère PARECT (sable).....	47
Figure 3.7 : Critère HYPER (sable).....	47
Figure 3.8 : courbe charge tassement dans un sol argileux.....	51
Figure 3.9 : Critère de 10 % B (argile).....	51
Figure 3.10 : Critère d'exponentiel (argile).....	51
Figure 3.11 : Exécution de critère RAIDEUR sécante.....	51
Figure 3.12 : Critère PARECT (argile).....	52
Figure 3.13 : Critère HYPER (argile).....	52
Figure 3.14 : courbe charge tassement dans un sol multicouche.....	53
Figure 3.15 : Critère de 10 % B (multicouche).....	54
Figure 3.16 : Critère d'exponentiel (multicouche).....	54
Figure 3.17 : Critère PARECT (multicouche).....	54
Figure 3.18 : Critère HYPER (multicouche).....	54

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Valeurs des facteurs ξ d'influence du substratum[2].....	6
Tableau 1.2 : Valeurs de l'épaisseur relative η du substratum [2].....	6
Tableau 1.3 : Valeurs des facteurs de forme selon Vesic [2].....	7
Tableau 1.4 : Valeurs des coefficients de forme [4].	14
Tableau 1.5 : Valeur du coefficient de raideur m [4].....	17
Tableau 1.6 : Valeurs du coefficient α [4].....	17

Chapitre 2

Tableau 2.1 : Courbe de chargement PLT1 Blida.....	34
Tableau 2.2 : Courbe de chargement PLT2 Blida.....	34
Tableau 2.3 : Courbe de chargement PLT3 Blida.....	34
Tableau 2.4 : Courbe de chargement Cas 97SD1.....	35
Tableau 2.5 : Courbe de chargement Cas 97SD1.....	35
Tableau 2.6 : Courbe de chargement Cas 97SD1.....	35
Tableau 2.7 : Courbe de chargement Cas 95D5.....	35
Tableau 2.8 : Courbe de chargement CAS 95SD5.....	36
Tableau 2.9 : Courbe de chargement CAS 95SD5.....	36
Tableau 2.10 : Courbe de chargement CAS 95SD5(2).....	36
Tableau 2.11 : Courbe de chargement CAS 95SD5(2).....	37
Tableau 2.12 : Courbe de chargement CAS 95SD5(2).....	37
Tableau 2.13 : Courbe de chargement CAS 97SD1(2).....	37
Tableau 2.14 : Tableau de courbe de chargement Point A.....	38
Tableau 2.15 : Tableau de courbe de chargement Point B.....	38
Tableau 2.16 : Tableau de courbe de chargement Point C.....	39
Tableau 2.17 : Tableau de courbe de chargement Point D.....	39
Tableau 2.18 : Tableau de courbe de chargement Point E.....	39
Tableau 2.19 : Courbe de chargement de Texas.....	39
Tableau 2.20 : Courbe de chargement du Arts & Commerce Building.....	40
Tableau 2.21 : Courbe de chargement du Stratford Bus Station.....	40
Tableau 2.22 : Courbe de chargement du site K (Block 1).....	40
Tableau 2.23 : Courbe de chargement du site K (Block 2).....	40
Tableau 2.24 : Courbe de chargement du site K (Block 3).....	40

Tableau 2.25 : Composition géotechnique du site 08.....	41
Tableau 2.26 : Courbe de chargement de L'italy.....	41
Tableau 2.27 : Récapitulation de tous les sites.....	43

Chapitre 03

Tableau 3.1 : les résultats de l'essai de chargement.....	45
Tableau 3.2 : Les résultats de la capacité portant(Blida).....	47
Tableau 3.3 : Les résultats de la capacité portant(Sable).....	47
Tableau 3.4 : les résultats de l'essai de chargement(Texas).....	51
Tableau 3.5 : Les résultats de la capacité portant(Texas).....	52
Tableau 3.6 : Les résultats de calcul de q_l dû à partir de 6 Critères sur les différents sites (Argile).....	53
Tableau 3.7 : Les résultats de la capacité portant(Angleterre).....	55
Tableau 3.8 : Les résultats de calcul de q_l dû à partir de 6 critères sur les différents sites (Multicouche).....	55

Chapitre 04

Tableau 4.1 : Résultat de p_l^*	57
Tableau 4.2 : Résultats de q_d^e	58
Tableau 4.3 : Résultats de q_d^e	59
Tableau 4.4 : Résultats de q_l	59
Tableau 4.5 : Résultat de q_c^* (CPT 01)..... ;.....	60
Tableau 4.6 : Résultat de q_c^* (CPT01).....	61
Tableau 4.7 : Résultats de q_c^* (CPT02).....	62
Tableau 4.8 : Résultats de q_c (CPT02).....	63
Tableau 4.9 : Résumer des résultats du CPT site N 05 (Texas).....	64

Chapitre 05

Tableau 5.1 : Les valeurs E_m harmonique.....	68
Tableau 5.2 : résultats du tassement du site N01 (Blida).	69

CHAPITRE 06

Tableau 6.1 : Résultats des capacités portantes(PLT-1).....	71
Tableau 6.2 : Résultats des capacités portantes(PLT-2).....	72
Tableau 6.3 : Résultats des capacités portantes(PLT-3).....	72
Tableau 6.4 : Résultats des capacités portantes (cas 97SD1).....	73
Tableau 6.5 : Résultats des capacités portantes (cas 97SD1).....	73
Tableau 6.6 : Résultats des capacités portantes (cas 97SD1).....	73

Tableau 6.7 : Résultats des capacités portantes (cas 95SD4).....	74
Tableau 6.8 : Résultats des capacités portantes (cas 95SD4).....	74
Tableau 6.9 : Résultats des capacités portantes (cas 95SD4).....	74
Tableau 6.10 : Résultats des capacités portantes (CAS 95SD5).....	75
Tableau 6.11 : Résultats des capacités portantes (CAS 95SD5).....	75
Tableau 6.12 : Résultats des capacités portantes (Cas 95D5 (2)).....	75
Tableau 6.13 : Résultats des capacités portantes (Cas 95D5 (2)).....	76
Tableau 6.14 : Résultats des capacités portantes (Cas 97D1).....	76
Tableau 6.15 : Résultats des capacités portantes (Cas 97D1).....	76
Tableau 6.16 : Résultats des capacités portantes (Cas 97D1).....	77
Tableau 6.17 : Résultats des capacités portantes (Point A).....	77
Tableau 6.18 : Résultats des capacités portantes (Point B).....	78
Tableau 6.19 : Résultats des capacités portantes (Point C).....	78
Tableau 6.20 : Résultats des capacités portantes (Point D).....	78
Tableau 6.21 : Résultats des capacités portantes (Point E).....	79
Tableau 6.22 : Résultats des capacités portantes du site N 05.....	79
Tableau 6.23 : Résultats des capacités portantes du site N 07.....	79
Tableau 6.24 : Résultats des capacités portantes du site N 08.....	80
Tableau 6.25 : Tableau des valeurs λ du critère 10% de B.....	81
Tableau 6.26 : Tableau des valeurs λ du critère Exponentiel.....	81
Tableau 6.27 : Tableau des valeurs λ du critère HYPER.....	82
Tableau 6.28 : Tableau des valeurs λ du critère Logarithmique.....	83
Tableau 6.29 : Tableau des valeurs λ du critère RAIDEUR.....	83
Tableau 6.30 : Tableau des valeurs λ du critère PARECT.....	84
Tableau 6.31 : Tableau des valeurs λ du critère 10% de B.....	85
Tableau 6.32 : Tableau des valeurs λ du critère Exponentiel.....	85
Tableau 6.33 : Tableau des valeurs λ du critère HYPER.....	85
Tableau 6.34 : Tableau des valeurs λ du critère Logarithmique.....	86
Tableau 6.35 : Tableau des valeurs λ du critère RAIDEUR.....	86
Tableau 6.36 : Tableau des valeurs λ du critère PARECT.....	87
Tableau 6.37 : Tableau des valeurs λ du critère 10% de B.....	87
Tableau 6.38 : Tableau des valeurs λ du critère Exponentiel.....	87
Tableau 6.39 : Tableau des valeurs λ du critère HYPER.....	88
Tableau 6.40 : Tableau des valeurs λ du critère Logarithmique.....	88

Tableau 6.41 : Tableau des valeurs λ du critère RAIDEUR.....	88
Tableau 6.42 : Tableau des valeurs λ du critère PARECT.....	88
Tableau 6.43 : Les résultats de l'étude statistique dans un sol sableux.....	89
Tableau 6.44 : Classement par exactitude.....	89
Tableau 6.45 : Classement par précision.....	89
Tableau 6.46 : Tableau finale de classement.....	90
Tableau 6.47 les résultats de l'étude statique de dans un sol Argileux.....	90
Tableau 6.48 : Classement par exactitude.....	91
Tableau 6.49 Classement par précision.....	91
Tableau 6.50 Classement par précision.....	91
Tableau 6.5 les résultats de l'étude statique de dans un sol multicouche.....	92
Tableau 6.52 Classement par exactitude.....	92
Tableau 6.53 Classement par précision.....	92
Tableau 6.54 Classement Final.....	93

Chapitre 7

Tableau 7.1 : Tableau de comparaison de q_l calculé et q_l critère PMT.....	95
Tableau 7.2 : Tableau de comparaison de q_l calculé et q_l critère DPT.....	96
Tableau 7.3 : Tableau de comparaison de q_l calculé et q_l critère CPT.....	96

Chapitre 8

Tableau 8.1 : Tableau de comparaison.....	99
--	----

LISTE DES SYMBOLES

- q_l : La capacité portante des fondations superficielle.
- PMT** : Essai pressiométrique.
- CPT** : Essai de pénétromètre statique.
- SPT** : Essai pénétration standard.
- D** : Ancrage (m).
- B** : Largeur d'une fondation (m).
- Q** : La charge appliquée (KN).
- k_v : Raideur sécante d'une fondation.
- k_{v0} : Raideur verticale initiale du pieu.
- q_l : La moyenne arithmétique de capacité portante pour une fondation.
- COV** : Coefficient de variation.
- λ : Rapport de capacité portante.
- λ_{moy} : La moyenne arithmétique de rapport de capacité portante pour une fondation.
- σ : L'écart-type.
- λ : rapport résistance latérale.
- NA** : non applicable.
- S** : Tassement.
- C** : cohésion.
- φ : Angle de frottement.
- p_l : Pression limite.
- q_0 : Pression verticale a la fiche D.
- F_s : Coefficient de sécurité.
- E_m : Module pressiométrique.
- P_{le}^* : Moyenne arithmétique des pression limites nettes dans une zone épaisse à 1.5xB.
- Z_u : Zone utile.
- K_p : Facteur de portance pressiométrique.
- K_c : Facteur de portance pénétrométrique.
- q_{ce}^* : Résistance pénétrométrique équivalente nette.
- q_d^e : La résistance dynamique équivalente.
- N_{spt} : Le nombre de coups moyen.
- σ_{v0} : la contrainte verticale due au poids des terres

Introduction générale :

Le calcul des fondations superficielles est une opération très importante lors de l'étude de n'importe quelle construction par l'ingénieur. On doit prendre en considération les critères de la capacité portante selon le comportement et la nature du sol pour réduire les phénomènes de déplacement apparent au niveau des fondations qui sont sollicitées par des charges verticales, comme aux bâtiments, ou des charges horizontales ou latérales, produites par les tremblements de terre, les vents, la poussée du sol sur les soutènements, etc...

Notre travail de recherche s'intéresse à l'analyse des données d'essais de chargement vertical de fondation, en corrélation les essais in-situ et les essais de laboratoire réalisés dans de nombreux pays à travers le monde, et cela se limite à 06 essais verticaux dans 11 sites internationaux.

Dans un premier temps, nous avons présenté une étude bibliographique qui comprenait à la fois les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles et le tassement, ainsi que les critères de capacité portante, et les méthodes de réalisation des essais de chargement.

Deuxièmement, une étude quantitative des essais de chargement a été menée, en prenant un site comme exemple détaillé expliquant le reste du travail. Puis nous passons à l'interprétation des courbes de chargement-déplacement afin d'évaluer la capacité portante en appliquant les critères empiriques ou théoriques de capacité portante disponibles en littérature géotechnique. Enfin nous avons présenté une étude comparative des critères de capacité portante en les classant selon deux conditions : exactitude et précision, et une comparaison entre les méthodes de calcul des fondations superficielles et les résultats d'essais à la plaque.

A la fin, on recommande en fonction de la nature du sol, le meilleur critère de capacité portante à utiliser lors d'un essai de chargement d'une fondation ou d'un essai à la plaque. On tire aussi des conclusions concernant la qualité des méthodes de calcul de la capacité portante et du tassement, comparées aux résultats obtenus d'essai de chargement de fondation.

Chapitre 01 :

Etude bibliographique

1.1 Introduction

Dans ce chapitre nous parlerons des différents types d'essais géotechniques (essais in-Situ ; essais de laboratoire et les essais de chargement) afin de déterminer la capacité portante et le tassement des fondations superficielle. Concernant la capacité portante à partir des essais de chargement nous appliquons 6 critères pour la déterminer.

Il existe plusieurs méthodes de calcul de la capacité portante et du tassement des fondations.

- Essais de laboratoire : basés sur l'angle de frottement φ et la cohésion C .
- Essais in-situ :
 - 1) L'essai de pressiométrique (PMT).
 - 2) L'essai pénétro-statique (CPT).
 - 3) L'essai de pénétration au carottier (SPT).
 - 4) L'essai de pénétration dynamique(DPT).
- Les essais de chargement :
 - 1) Essai à la plaque (NF P94-117-1).
 - 2) Essai à la dynaplaque 1 et 2 (NF P94 -117-2).
 - 3) I.6 Essai de Westergaard (NF P94-117-3).

Ces différentes méthodes permettent de déterminer la capacité portante et le tassement des fondations, fournissant ainsi des informations essentielles pour la conception et le dimensionnement des fondations.

1.2 Capacité portante

La capacité portante des fondations superficielles dépend de plusieurs facteurs, tels que la nature du sol, la taille et la forme de la fondation, la profondeur et la charge appliquée.

Le dimensionnement des fondations doit répondre à deux exigences de sécurité essentielles. La première consiste à limiter les contraintes transmises au sol de fondation en dessous des contraintes correspondant à l'état limite ultime, qui correspond à la rupture du sol ou de la fondation elle-même. La seconde exige que les déformations du sol résultant de ces contraintes ne nuisent en aucun cas au bon fonctionnement de la structure, c'est-à-dire que les déplacements de la fondation doivent rester inférieurs à ceux qui correspondent à l'état limite de l'ouvrage.

En fin de compte, la capacité portante des fondations superficielles doit être vérifiée par des essais en situ ou des modèles de calcul avancés pour assurer que la fondation peut supporter la charge de la structure de manière sûre et fiable.

1.2.1 Les conditions de la capacité portante :

a) Termes de contraintes admissibles :

$$q \leq q_{adm} = q_0 + \frac{(q_l - q_0)}{F_s} \quad (1.1)$$

q : Contrainte transmise au sol.

q_{adm} : Contrainte admissible.

q_0 : Pression verticale a la fiche D.

q_l : Pression verticale limite ou capacité portante.

F_s : Coefficient de sécurité $F_s = 3$. [2]

b) Termes de contraintes à l'état limite ultime :

$$q \leq q_{cal} = \frac{q_l}{F_s} \quad (1.2)$$

q_{cal} : Contrainte de calcul

q_l : Pression verticale limite ou capacité portante

F_s : Coefficient de sécurité $F_s = 2$. [2]

1.2.2 Méthodes de calcul de la capacité portante :

Les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielle peuvent être classés en deux grandes catégories :

- 1) Essais de laboratoire.
- 2) Essais in-situ.

1.2.3 Essais de laboratoire :

1.2.3.1 Calcul théorique de la capacité portante d'une fondation :

Le sol est caractérisé par la cohésion C , et un angle de frottement interne ϕ et par le poids volumique γ . La cohésion C et le poids volumique γ interviennent directement dans le calcul

alors que l'angle de frottement intervient à partir des fonctions de portances N_γ ; N_q ; N_c qui varient en fonction de φ .

1.2.3.2 Cas d'un sol homogène et horizontal recevant des charges verticales et centrés

1.2.3.2.1 Cas d'une fondation filante :

Dans le cas d'une semelle filante, la contrainte de rupture sous charge verticale centrée est obtenue par la relation générale suivante (méthode de superposition de Terzaghi) : [2]

$$q_l = 0.5 \times \gamma_2 \times B \times N_\gamma + \gamma_1 \times D \times N_q + C \times N_c \quad (1.3)$$

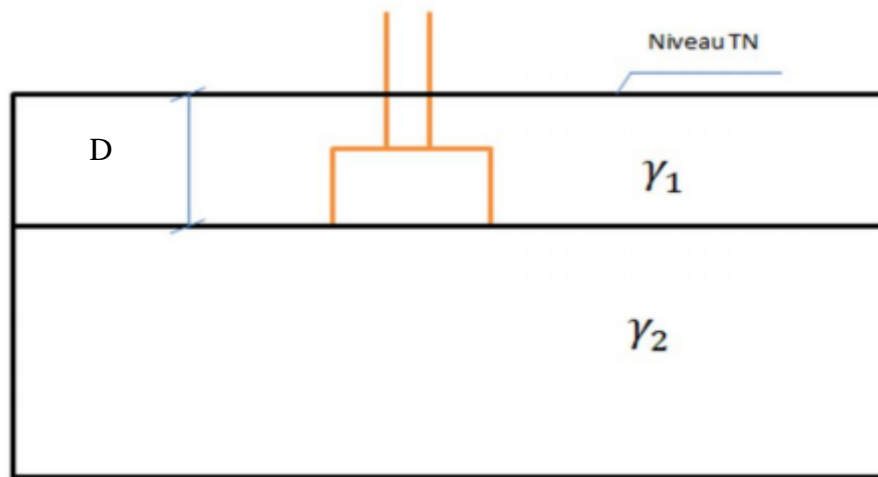


Figure 1.1: Schéma d'une fondation continue exerçant une charge verticale centrée sur un sol homogène infiniment épais [3].

- γ_1 est le poids volumique du sol au-dessus de la base de fondation et γ_2 en dessous.
- Les coefficients N_q , N_c et N_γ dépendent que de l'angle de frottement interne du sol. [2]

Le facteur N_q :

$$N_q = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \exp(\pi g \varphi) \quad (1.4)$$

Le facteur N_c :

$$N_c = \begin{cases} \frac{N_q - 1}{\tan \varphi} & \text{Si } \varphi \neq 0 \\ \pi + 2 & \text{Si } \varphi = 0 \end{cases} \quad (1.5)$$

Le facteur N_γ :

$$N_\gamma \approx 2(N_q + 1) \operatorname{tg} \varphi$$

1.2.3.2.2 Cas d'une Fondation continue exerçant une charge inclinée centrée sur un sol homogène infiniment épais :

En cas d'une charge centrée et inclinée d'un angle de δ par rapport à l'axe vertical de la fondation selon Meyerhof (1973) la capacité portante est donnée par : [2]

$$q_l = 0.5 \times \gamma_2 \times B \times N_\gamma \times i_\gamma + \gamma_1 \times D \times N_q \times i_q + C \times N_c \times i_c \quad (1.6)$$

Avec :

$$i_\gamma = (1 - \delta/\varphi)^2 \quad (1.7)$$

$$i_q = i_c = (1 - \delta/90)^2 \quad (1.8)$$

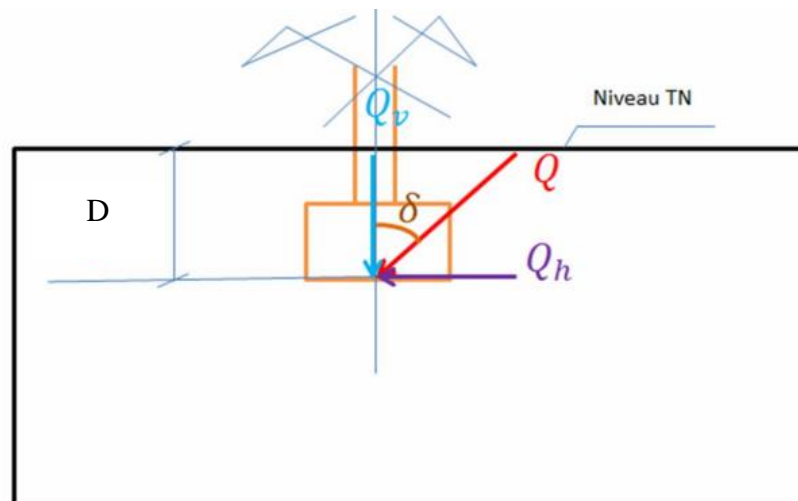


Figure 1.2: Schéma d'une fondation continue exerçant une charge inclinée centrée [3].

La condition " $q \cos \delta \leq q_{cal}$ (ou q_{adm}) " doit être vérifiée.

1.2.3.2.3 Cas d'une Fondation continue exerçant une charge verticale excentrée sur un sol homogène infiniment épais :

Selon Meyerhof que la pression est centrée sur une fondation continue fictive ayant une largeur réduite B' telle que : $B' = B - 2e$.

Donc la capacité portante est donnée par : [2]

$$q_l = 0.5 \times \gamma_2 \times B' \times N_\gamma + \gamma_1 \times D \times N_q + C \times N_c \quad (1.9)$$

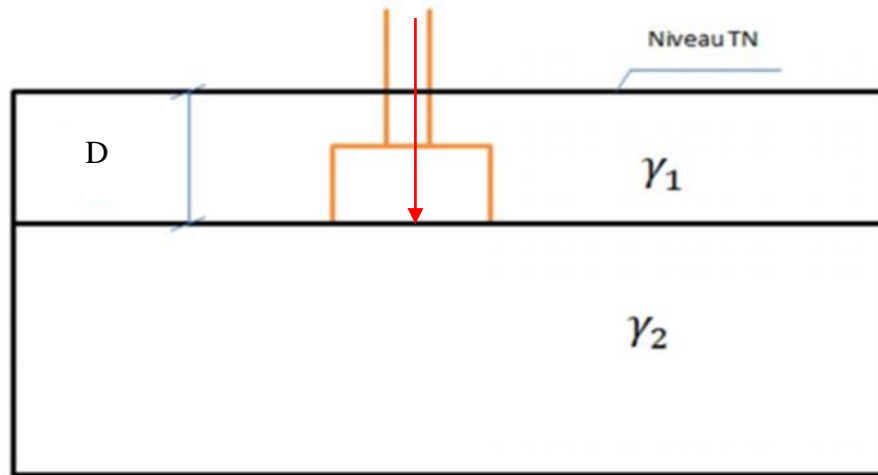


Figure1.3: Schéma d'une fondation continue exerçant une charge verticale excentrée [3].

1.2.3.2.4 Cas d'une Fondation continue exerçant une charge verticale centrée sur un sol homogène de faible épaisseur :

Mandel et Salençon (1972) ont montré qu'il existe une distance limite $H_{lim}=B\eta(\varphi)$ le sol se comporte comme un massif infiniment épais.

si : $H/B > \eta(\varphi)$: le sol se comporte comme un massif semi-infini et le substratum n'a aucune influence sur la capacité portante,

$H/B < \eta(\varphi)$: la capacité portante se calcule comme suit :[2]

$$q_t = 0.5 \times \gamma_2 \times B \times N \times \gamma \times \xi_\gamma + \gamma_2 \times D \times N_q \times \xi_q + C \times N_c \times \xi_c \quad (1.10)$$

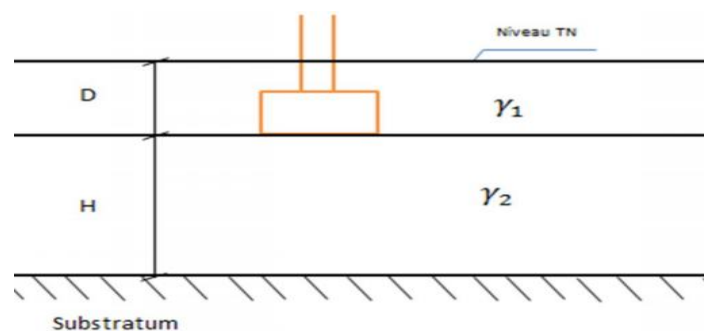


Figure1.4 : Schéma d'une fondation continue exerçant une charge verticale centrée sur un sol homogène de faible épaisseur [3].

Tableau1.1: Valeurs des facteurs ξ d'influence du substratum[2].

φ°	40	36	30	20	10	0	ξ
H/B=1.00	1.73	1.37	1.13	1.01	1.00	1.00	ξ_C
	1.05	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	ξ_γ
	1.72	1.36	1.12	1.01	1.00	1.00	ξ_q
H/B=0.50	11.10	5.25	2.50	1.39	1.11	1.02	ξ_C
	3.27	1.87	1.20	1.00	1.00	1.00	ξ_γ
	10.90	5.14	2.42	1.33	1.07	1.00	ξ_q
H/B=1/3	82.2	23.40	6.36	2.12	1.35	1.21	ξ_C
	16.6	5.60	2.07	1.07	1.00	1.00	ξ_γ
	80.9	22.80	6.07	1.95	1.37	1.00	ξ_q
H/B=0.25	721	115	17.40	3.29	1.62	1.21	ξ_C
	106	21	4.23	1.28	1.00	1.00	ξ_γ
	710	112	16.50	2.93	1.37	1.00	ξ_q
H/B=0.20	6396	604	50.2	5.17	1.95	1.30	ξ_C
	804	90	9.9	1.63	1.01	1.00	ξ_γ
	6296	588	47.5	4.52	1.56	1.00	ξ_q
H/B=1/6	6.23×10^4	3293	150	8.29	2.33	1.40	ξ_C
	6.15×10^5	407	24.8	2.20	1.04	1.00	ξ_γ
	6.13×10^4	3206	142	7.14	1.79	1.00	ξ_q
H/B=1/8	6.05×10^6	1.11×10^5	1444	22.00	3.34	1.59	ξ_C
	4.54×10^5	1.02×10^4	178	4.41	1.12	1.00	ξ_γ
	5.95×10^6	1.08×10^5	1370	18.70	2.39	1.00	ξ_q
H/B=0.10	6.26×10^8	3.78×10^6	14800	61.50	4.77	1.78	ξ_C
	3.90×10^7	2.80×10^5	1450	9.82	1.36	1.00	ξ_γ
	6.16×10^8	3.68×10^6	14000	51.90	3.25	1.00	ξ_q

Tableau1.2: Valeurs de l'épaisseur relative η du substratum [2].

φ°	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
η	0.71	0.79	0.89	1.01	1.16	1.35	1.59	1.90	2.35	3.00	4.03

1.2.3.2.4 Cas d'une Fondation isolée exerçant une charge verticale centrée sur un sol homogène infiniment épais :

Ce problème a été analysé expérimentalement par plusieurs chercheurs, notamment De-Beer (1967) et Vesic (1970) qui ont introduit des facteurs empiriques de correction de la capacité portante d'une semelle continue, comme suit : [2]

$$q_l = 0.5 \times \gamma_2 \times B \times N_\gamma \times f_\gamma + \gamma_1 \times D \times N_q \times f_q + C \times N_c \times f_c \quad (1.11)$$

Tableau 1.3: Valeurs des facteurs de forme selon Vesic [2].

Forme	L/B	F_c	F_q	F_γ
Rectangle	> 5	1	1	1
Rectangle	≤ 5	$1 + N_q B / (N_c L)$	$1 + \tan \phi \cdot B / L$	$1 - 0.4 B / L$
Cercle	1	$1 + N_q / N_c$	$1 + \tan \phi$	0.60

1.2.4 Essais In-Situ

Les essais in-situ sont effectués directement sur le terrain pour évaluer la capacité portante des fondations et leur tassement. Il existe plusieurs types d'essais in-situ, chacun offrant des possibilités et ayant ses limites en fonction des conditions du site et des exigences du projet.

Parmi les essais in-situ pour calculer la capacité portante des fondations :

- L'essai de pressiométrique (PMT).
- L'essai pénétro-statique (CPT).
- L'essai de pénétration au carottier (SPT).
- L'essai de pénétration dynamique (DPT).

1.2.4.1 L'essai de pressiométrique (PMT) :

L'essai pressiométrique consiste à évaluer l'expansion horizontale d'un forage à une profondeur spécifique. Cette expansion est réalisée sous des contraintes radiales croissantes en utilisant une sonde cylindrique jusqu'à la rupture du sol. Ce test fournit une corrélation entre les contraintes appliquées et les déplacements horizontaux du forage.

La capacité portante est donnée par : [2]

$$q_l = k_p \times P_{Le}^* + q_0 \quad (1.12)$$

Avec :

Z_u : La zone utile.

$$Z_u = [D, D + 1.5B]$$

q_0 : Contrainte vertical initiale à la base de fondation.

P_{Le}^* : Moyenne arithmétique des pressions limites nettes dans une zone épaisse de $1.5 \times B$.

k_p : Facteur de portance pressiometrique. [2]

$$k_p = k_p^1 \times k_p^0 \left(1 - \frac{B}{L}\right) \quad (1.13)$$

P_1^* : Pression limite nette.

$$P_1^* = P_1 - P_0 \quad (1.14)$$

si $P_l^* > 1.5P_{lmin}^*$ P_l^* est plafonnée et remplacée par $1.5P_{lmin}^*$ dans le calcul de P_{Le}^* .

1.2.4.2 L'essai pénétro-statique (CPT) :

Cette méthode consiste à enfoncer une pointe conique dans le sol à une profondeur donnée et à mesurer la résistance à la pénétration $q_c(z)$ à différents niveaux de profondeurs z .

La mesure de cette résistance permet d'obtenir des informations sur la nature et les caractéristiques mécaniques du sol. L'essai pénétro-statique est souvent utilisé pour estimer la portance du sol.

La capacité portante est donnée par [2] :

$$q_l = k_c \times k_{ce}^* + q_0 \quad (1.15)$$

Avec :

Z_u : La zone utile.

$$Z_u = \left[D, D + \frac{3B}{2} \right]$$

q_l : Capacité portante.

k_c : Facteur de portance pénètrométrique [2] : $k_c = k_c^1 \times \frac{B}{L} + k_c^0 \left(1 - \frac{B}{L}\right)$ (1.16)

q_{ce}^* : Résistance pénétrométrique équivalente nette [2].

$$q_c^*(z) = q_c(z) - \sigma_{v0}(z) \quad (1.17)$$

q_0 : Contrainte verticale initiale à la base de la fondation.

1.2.4.3 L'essai de pénétration au carottier (SPT) :

L'essai de pénétration au carottier, est une méthode d'essai géotechnique qui vise à prélever des échantillons de sol en utilisant un carottier. Le carottier est une tige creuse équipée d'une mèche conique à son extrémité, qui est enfoncée dans le sol à une profondeur donnée. Une fois la profondeur désirée atteinte, le carottier est retiré, ce qui permet de récupérer un échantillon de sol en forme de carotte.

L'essai de pénétration au carottier est particulièrement utile pour les projets de construction nécessitant une connaissance précise des caractéristiques du sol, tels que les projets de construction de bâtiments, de ponts et de barrages.

La capacité portante est donnée par [2] :

$$q_{adm} \begin{cases} 12N_{spt} \times k_d & \text{si } B < 1.2 \\ 8N_{spt} \times k_d \left(1 + \frac{0.3}{B}\right)^2 & \text{si } B \geq 1.2 \end{cases} \quad (1.18)$$

Avec :

k_d : Est un facteur tenant en compte de l'effet favorable de la profondeur [2].

$$\bullet \quad k_d = 1 + 0.33 \frac{D}{B} \quad \text{Si } \frac{D}{B} < 1 \quad (1.19)$$

$$\bullet \quad k_d = 1.33 \quad \text{Si } \frac{D}{B} \geq 1 \quad (1.20)$$

z_u : La zone utile.

$$z_u = \left[D - \frac{B}{2}, D + 2B \right]$$

1.2.4.4 L'essai de pénétration dynamique(DPT) :

L'essai de pénétration dynamique est une méthode d'essai géotechnique qui vise à mesurer la résistance du sol à la pénétration en utilisant une masse qui frappe le sol avec une énergie cinétique définie.

L'essai de pénétration dynamique permet de mesurer la résistance à la pénétration du sol sur une distance donnée. Les mesures sont prises en fonction de la profondeur et permettent

d'obtenir des informations sur les caractéristiques du sol, telles que la densité, la compacité et la résistance du sol. Les données obtenues sont souvent utilisées pour évaluer la capacité portante du sol et la stabilité des fondations.

La capacité portante est donnée par [2] :

$$q_l = \frac{q_d^e}{5a^7} \quad \text{avec } F_s = 3 \quad (1.21)$$

z_u : La zone utile.

$$Z_u = [D, D + 1.5B]$$

$$z_u = \left[D - \frac{B}{2}, D + 2B \right]$$

q_d^e : La résistance dynamique équivalente.

$$q_d^e = \frac{\sum q_d}{N} \quad (1.22)$$

1.3 Tassement

Les fondations d'un ouvrage sont essentielles pour garantir la stabilité et la sécurité de la structure. Cependant, les charges appliquées sur les fondations peuvent provoquer des déformations du sol, ce qui peut entraîner des tassements excessifs. Pour éviter tout risque de dommages à la structure, il est primordial d'estimer les tassements des fondations et de les comparer aux valeurs admissibles.

Il existe plusieurs méthodes courantes pour calculer les tassements des fondations superficielles, qui peuvent être divisées en deux catégories : les méthodes basées sur les essais de laboratoire et les méthodes basées sur les essais in-situ.

Les méthodes basées sur les essais de laboratoire consistent à prélever des échantillons de sol et à les soumettre à des essais en laboratoire afin de déterminer leurs caractéristiques géotechniques. Ces caractéristiques sont ensuite utilisées pour calculer les tassements des fondations. Parmi les méthodes basées sur les essais de laboratoire, on peut citer la méthode de consolidation unidimensionnelle, la méthode de compression triaxiale et la méthode de la plaque circulaire.

Les méthodes basées sur les essais in-situ consistent à réaliser des essais directement sur le site de construction pour mesurer les caractéristiques géotechniques du sol. Ces caractéristiques sont ensuite utilisées pour calculer les tassements des fondations. Parmi les

méthodes basées sur les essais in-situ, on peut citer la méthode de l'essai pressiométrique, la méthode de l'essai de chargement statique et la méthode de l'essai à la plaque.

Il convient de noter que les valeurs admissibles de tassement dépendent du type de structure et de l'environnement du site de construction. Les codes de construction et les normes géotechniques fournissent des critères pour déterminer les valeurs admissibles de tassement. En général, les valeurs admissibles de tassement pour les fondations superficielles sont de l'ordre de quelques millimètres à quelques centimètres.

1.3.1 Composantes du tassement :

Le tassement est le déplacement vertical descendant d'un ouvrage. Il s'agit d'un phénomène d'interaction sol/fondation qui se manifeste soit à cause de l'action de la fondation sur le sol, en lui transmettant des surcharges, soit à cause de l'action du sol sur la fondation, comme c'est le cas de l'effet de la proximité d'un nouvel ouvrage causant un tassement additif du sol [4].

$$s = s_i + s_c + s_f \quad (1.23)$$

Le tassement S_c est causé par une consolidation primaire du sol.

Le tassement S_f est causé par la consolidation secondaire, ou fluage, dans laquelle la déformation du sol évolue lentement sous des contraintes effectives constantes dans le temps.

La figure dans la page suivante représente un récapitulatif des différentes composantes du tassement.

Type du sol	Evolution du tassement	Méthode d'analyse
Sol pulvérulent : Sable, Gravier, Cailloux...etc. Sols non saturés		Méthodes basées sur les essais in-situ : Méthode pressiométrique de Ménard Méthode pénétrométrique de Schmertmann Méthode SPT de Burland et Burbidze Théorie d'élasticité
Sol fin saturé : Argile, Limon, Mame...etc.		Méthode des tranches basée sur l'essai ordométrique Méthode pressiométrique Méthode pénétrométrique
Sol organique saturé Tourbe Argile molle, vase		Méthode de Baghery et Magnan Méthode de Koppejan Méthode des lignes de temps

Figure 1.5 : Synoptique de comparaison entre les différentes composantes du tassement [4].

1.3.2 Méthode de calcul du tassement :

Les méthodes de calcul du tassement des fondations superficielles peuvent être classés en deux grandes catégories.

- 1) Essais de laboratoire
- 2) Essais in-situ

1.3.3 Essais In-Situ

1.3.3.1 Essai PMT :

Louis Ménard était le premier à proposer une méthode basée sur le module de déformation pressiométrique du sol pour évaluer le tassement. Il a en fait étudié expérimentalement le tassement des fondations superficielles en faisant des essais de chargement vertical des semelles circulaires. Ménard a exploité la solution classique du tassement d'une fondation circulaire posée en surface d'un massif élastique semi-infini et homogène. Moyennant des adaptations relevant des fois de l'empirisme et d'autres de l'intuition, il a proposé une méthode semi-empirique de calcul du tassement d'une fondation.

Le tassement global de la fondation résulte en fait du tassement s_c dû à la compressibilité de ce coin et celui causé par la déformation du reste du massif, subissant les pressions d'un hémisphère infiniment rigide, soit s_d . Evaluons le tassement dû au champ déviatorique la solution d'élasticité de Josseling De Jong (1957) est comme suit :

$$S = \frac{1+\nu}{6E} qb \quad (1.24)$$

On suppose que le tassement est proportionnel au diamètre de la fondation, a été corrigée par Ménard en introduisant un coefficient de structure du sol, noté α . Telle que [4] :

$$\frac{d_s}{s} = \alpha \frac{d_B}{B} \quad (1.25)$$

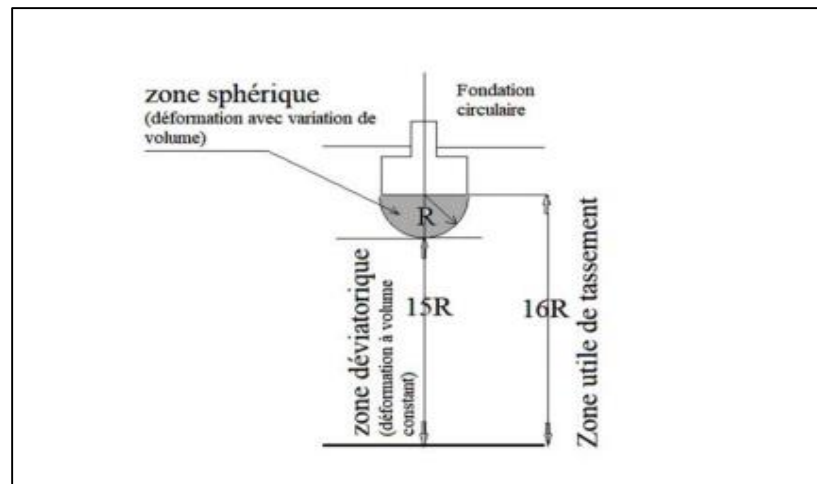


Figure1.6: Schéma de la zone utile de tassement selon la méthode PMT [4].

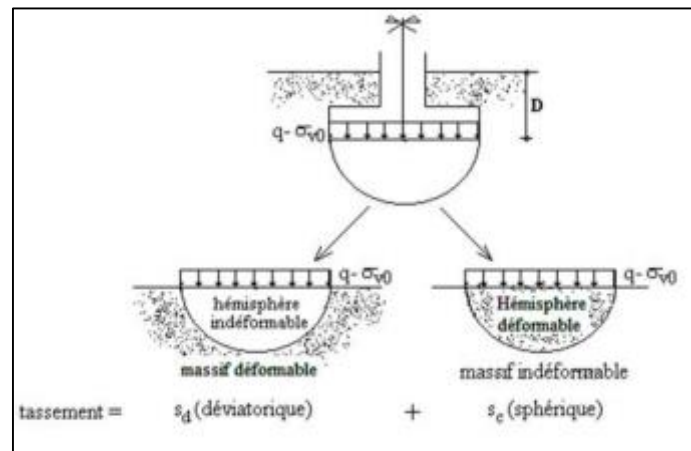


Figure1.7: Profil du facteur d'influence du tassement [4].

Pour calculer le tassement d'une semelle basé sur l'essai PMT on suit des étapes comme suit :

- Décomposer le sol en 16 tranches d'épaisseur $\frac{B}{2}$ pour chaque tranche à partir de la base de la fondation
- On calcule la moyenne harmonique qui est :

$$\Delta_s = h\alpha \left(\frac{1}{E_m} - \frac{1}{E_{m'}} \right) \Delta\sigma_v$$

- Le tassement d'une semelle basé sur la méthode PMT est donné par la formule suivant [4]:

$$s = \frac{4}{18E_{md}} (q - \sigma_{v0}) B_0 \left[\lambda_d \frac{B}{B_0} \right]^\alpha + \frac{\alpha}{9E_{ms}} (q - \sigma_{v0'}) \lambda_s B \tag{1.26}$$

- Les modules E_{md} et E_{ms} sont calculer comme suit :

$E_{ms} = E_1 =$ moyenne harmonique

E_{md} Est donné par la formule suivante :

- Lorsqu'on a 16 tranche

$$\frac{4}{E_{md}} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} + \frac{1}{2.5E_{6-8}} + \frac{1}{2.5E_{9-12}} \tag{1.28}$$

- Les valeurs des tranches 9 à 16

$$\frac{3.6}{E_{md}} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} + \frac{1}{2.5E_{6-8}} \tag{1.29}$$

- Les valeurs des tranches 6 à 8

$$\frac{3.2}{E_{md}} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} \tag{1.30}$$

La formule pour calculer :

$$q = \frac{Q}{s} \tag{1.31}$$

Calculer la contrainte effective :

$$\sigma_{v0} = \gamma * D \tag{1.32}$$

Les coefficients de forme λ_d et λ_s sont donnés par le tableau

Tableau1.4 : Valeurs des coefficients de forme [4].

L/B	Cercle	1	2	3	5	20
λ_s	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50
λ_d	1.00	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65

B : la largeur de la semelle

B₀=0.6

α : Coefficient rhéologie du sol on obtient par la figure qui suite [4] :

Type	Tourbe		Argile		Limon		Sable		Grave	
	E_m/P_1	α	E_m/P_1	α	E_m/P_1	α	E_m/P_1	α	E_m/P_1	α
Surconsolidé ou très serré	---	---	> 16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normalement consolidé ou normalement serré	---	1.0	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	¼
Sous-consolidé altéré et Remanié ou Lâche	---	---	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3	---	---

Rocher	
Type	α
Très peu fracturé	2/3
Normal	½
Très fracturé	1/3
Très altéré	2/3

Figure 1.8: Valeurs du coefficient α selon Ménard.

1.3.3.2 Méthode pénétrométrique de Schmertmann :

Le tassement d'une semelle basé sur la méthode Schmertmann est donné par la formule suivante [4] :

$$S = C_1 \times C_2 (q' - q^0) \sum_0^{2B} \frac{Iz_k}{Es_k} \Delta z_k \tag{1.33}$$

Avec :

C_1 qui est le coefficient correcteur de la profondeur de fondation donné par [4] :

$$C_1 = 1 - 0.5 \frac{q_0}{q^* - q_0} \tag{1.34}$$

C_2 qui est le coefficient correcteur du tassement lié au fluage

$$c_2 = 1 + 0.2 \log 10 \tag{1.35}$$

Z_u : La zone utile

$Z_u = 4B$ Pour une semelle failant continue

$Z_u = 2B$ Pour une semelle carrée

Déterminer la valeur de la résistances q_{cK} au milieu tranches (valeur moyenne)

$$E_{sk} = 2.5q_{cK} \text{ si } \frac{L}{B} = 1$$

$$E_{sk} = 3.5q_{cK} \text{ si } \frac{L}{B} > 10$$

Calculer le facteur d'influence de déformation maximale [4] :

$$IZ_p = 0.5 + 0.1 \times \sqrt{\frac{\Delta\sigma_v}{\sigma_{vp}}} \quad (1.36)$$

D'où :

$$\Delta\sigma_v = \frac{q}{B \times L} + \gamma_b \times D - \gamma' \times D \text{ et } \sigma_{vp} = \gamma \times Z \quad (1.37)$$

Le facteur d'influence de déformations IZ_k est donné par le graphe ci-dessous

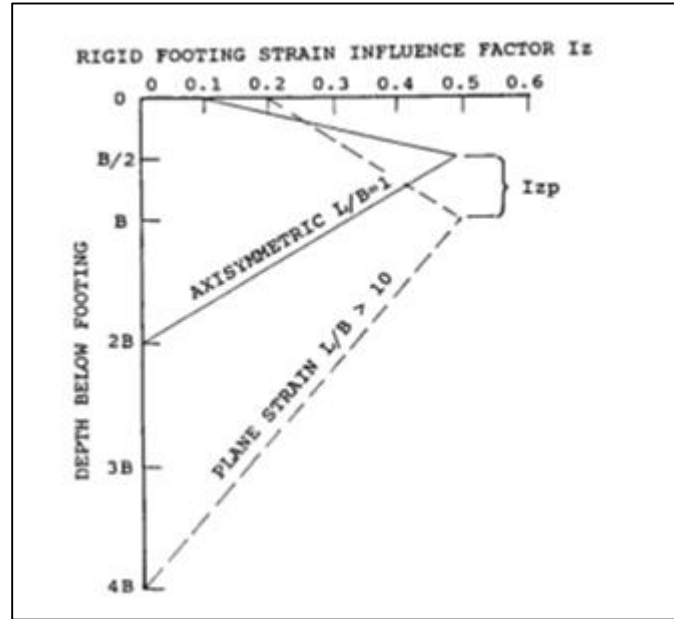


Figure 1.9: Détermination du coefficient I_z (Schmertmann 1978) [4].

1.3.3.3 Méthode de calcul à partir du SPT :

Selon l'euro code on calcule le tassement d'une fondation superficielle est calculé, en millimètres, par l'expression suivante [4] :

$$S = F_s \times F_S \times F_l \times F_c \times (q - \frac{2}{3} \sigma_p) B^{0.7} \quad (1.38)$$

Lorsque $q < \sigma_p$ on calcul

$$S = F_s \times F_S \times F_l \times F_c (U_P / \beta) B^{0.7} \quad (1.39)$$

En cas d'un sable normalement consolidé, le tassement se calcule comme suit

$$S = F_s \times F_S \times F_l \times I_c \times (q - U_P) B^{0.7} \quad (1.40)$$

L'influence de la forme de la fondation est quantifiée par le Facteur de forme F_S donné par [4] :

$$F = \left(\frac{5L}{4B}\right)^2 \times \frac{1}{\left(\frac{L}{B} + 0.25\right)x^2} \quad (1.41)$$

Calcul de F_l :

$$F_l = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i}\right) \quad (1.42)$$

Calcul de F_t :

$$F_t = \begin{cases} 1 & \text{si } t = 0 \\ 1 + R3 + RL \log_{10} \left(\frac{t}{3}\right) & \text{si } t \geq 3 \text{ ans} \\ 1 + R3 & \text{si } t \leq 3 \text{ ans} \end{cases} \quad (1.43)$$

Calcul de I_c :

$$I_c = \frac{1.7}{N^{1.4}} \quad (1.44)$$

1.3.3.4 Méthode de calcul à partir du pénétromètre dynamique DPT

On calcule le tassement avec la formule suivant [4] :

$$S = H \times \frac{\Delta\sigma_{v'}}{E_{oed}} \quad (1.45)$$

Le module oedométrique est calculé comme suit :

$$E_{oed} = M p_a \left[\frac{\sigma_{v0} + 0.5 \Delta\sigma_{v'}}{p_a} \right]^n \quad (1.46)$$

Calcul coefficient de raideur m d'après le tableau

Tableau1.5 : Valeur du coefficient de raideur m [4].

Essai DPT	m	Domaine de validité	
		Nombre de coups N_d	Type de sol
DPL	$214 \log_{10}(N_d) + 71$	$4 \leq N_d \leq 50$	Sable mal gradué ($C_u \leq 3$) au dessus de la nappe.
DPH	$249 \log_{10}(N_d) + 161$	$3 \leq N_d \leq 10$	
DPL	$4(N_d) + 30$	$6 \leq N_d \leq 19$	Argile peu plastique ($I_p \leq 10$ et $\omega \leq 35\%$), ferme ($0.75 \leq I_c \leq 1.3$) et au dessus de la nappe phréatique.
DPH	$6(N_d) + 50$	$3 \leq N_d \leq 13$	

Le coefficient α d'après tableau suivant :

Tableau1.6: Valeur du coefficient α [4].

H/B	0.0	0.25	0.50	1.0	2.0	4.0	10.0	∞
Fondation circulaire	$\alpha = 1.0$	0.67	0.50	0.38	0.30	0.28	0.26	0.25
Fondation continue	$\alpha = 1.0$	0.74	0.53	0.37	0.26	0.20	0.14	0.00

1.3.4 Essai de laboratoire

1.3.4.1 Essai de compressibilité œdométrique :

- Calcul de tassement de consolidation primaire
- ✓ Découper le sol N tranches suffisamment minces [4]:

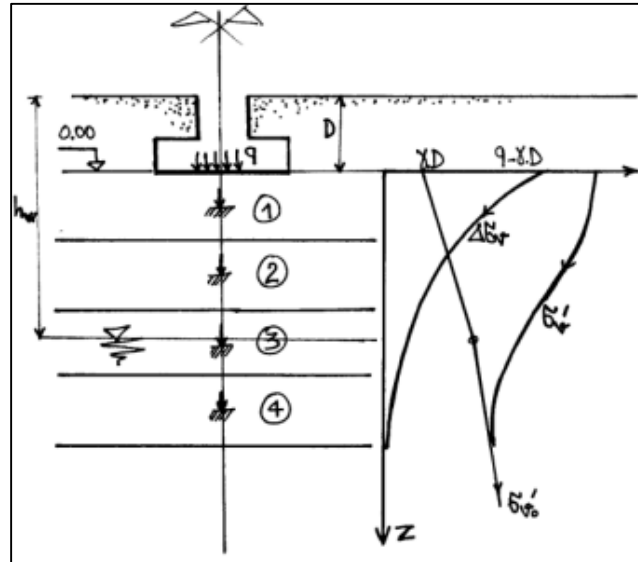


Figure 1.10: Schéma de découpage du sol en des tranches.

- ✓ Calcule $\Delta\sigma_v$ au milieu de la tranche ;
- ✓ Calcule la contrainte $\sigma_{v'} = \sigma_{v0'} + \Delta\sigma_v$ (1.47)
- ✓ Calcul tassement
- ✓ Dans le cas où $\sigma_{v'} > \sigma_{c'}$:

$$S_c(i) = \frac{H(i)}{1+e_{0(i)}} \left(C_s(i) \log_{10} \frac{\sigma_{c'}}{\sigma_{v'}} + C_c(i) \log_{10} \frac{\sigma_{v'}}{\sigma_{v0'}} \right) \quad (1.48)$$

- ✓ En cas où $\sigma_{v'} < \sigma_{c'}$:

$$S_c(i) = \frac{H(i)}{1+e_{0(i)}} \left(C_s \cdot \log_{10} \frac{\sigma_{v'}}{\sigma_{v0'}} \right) \quad (1.49)$$

- ✓ Calcul du tassement oedométrique totale

$$S_c^{oed} = S_c(1) + \dots + S_c(N) \quad (1.50)$$

- ✓ En cas le rapport B/H est faible donc les déformations latérales deviennent non négligeables donc le tassement oedométrique calculé doit être corrigé par la méthode Bjerrum & Skempton qui est comme suit :

$$S_c = \mu \cdot S_c^{oed} = [\alpha' \cdot (1 - A) + A] \cdot S_c^{oed} \quad (1.51)$$

✓ D'où A : est le coefficient de pression interstitielle (coefficient de Skempton) [4] :

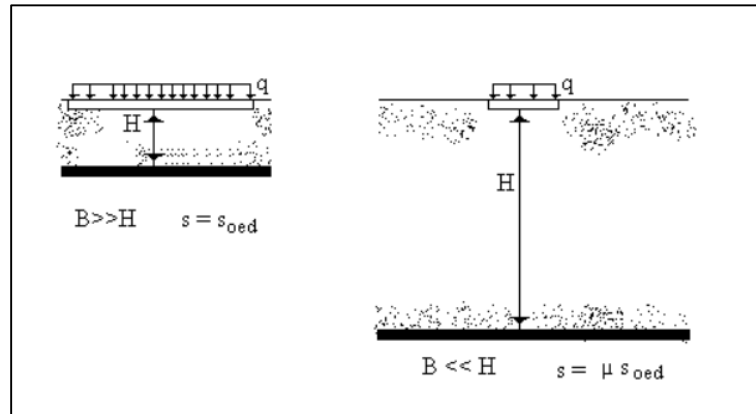


Figure 1.11 : Influence du rapport B/H sur le tassement d'une fondation.

1.4 Essai à la plaque (NF P94-117-1)

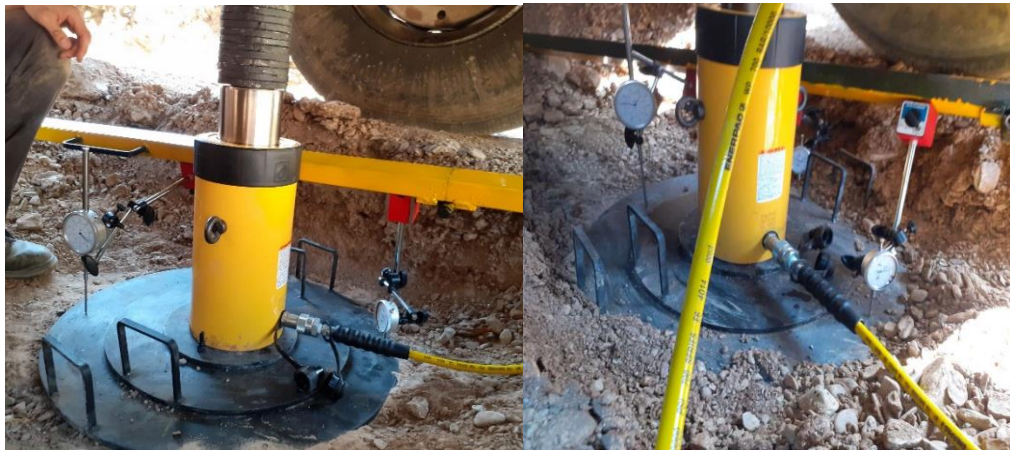


Figure 1.12: Photo de l'essai de chargement à la plaque [6].

1.4.1 Domaine d'application :

L'essai s'applique aux plates-formes d'ouvrages de terrassement et d'assainissement destinées à la construction d'infrastructures routières, ferroviaires, aéroportuaires et a pour but de déterminer

Module sous chargement statique à la plaque d'une plateforme le module à une valeur qui peut être mesuré par cet essai de 250 MPA. [5]

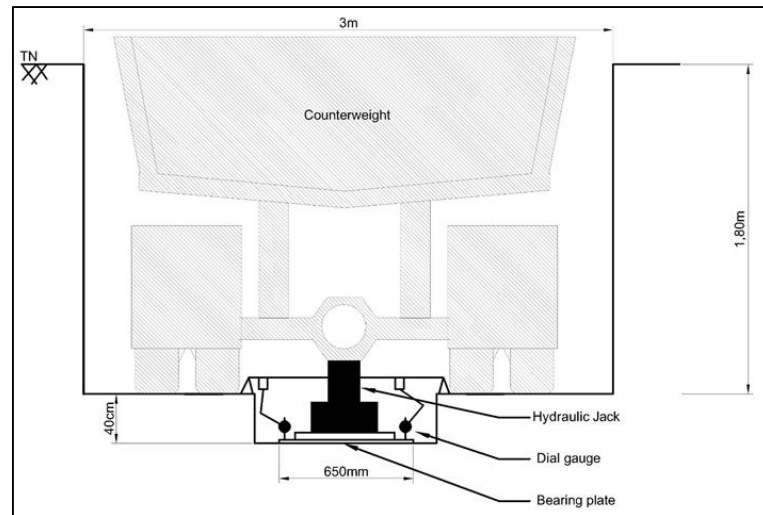


Figure1.13 : Photo de l'essais de chargement à la plaque [6].

1.4.2 Principe de l'essai :

Le principe de l'essai est de mesurer le module sous chargement statique à la plaque en appliquant deux cycles de chargement successifs sur une plaque de diamètre et de rigidité normalisés, selon des modalités également normalisées. Le chargement est maintenu pour les deux cycles jusqu'à ce que l'enfoncement de la plaque se stabilise. La valeur de l'enfoncement de la plaque mesurée à la fin du second cycle est utilisée dans une formule définie à l'article 7 pour déterminer le module sous chargement statique à la plaque EV2.

Les principes de l'essai sont normalisés pour assurer des résultats cohérents et reproductibles.

N°PLT	Côte du T.N*	Prof. De la fouille	Côte de l'essai*	Date de l'essai	Conditions météo
[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]
PLT1	+101,69	-1,4	+100,3	09/08/2020	Ensoleillé – Temp.38°
PLT2	+101,74	-1,8	+98,9	28/07/2020	Ensoleillé – Temp.38°
PLT3	+100,44	-1,5	+98,9	09/08/2020	Ensoleillé – Temp.38°

* : Selon le levé topographique du site.

Figure1.14 : Caractéristiques des essais de chargement [6].

1.4.3 Matériels :

- Contrepoids (camion chargé 26t toléré, chargé à ~30t),
- Plaque circulaire d'un diamètre de 650mm
- Vérin hydraulique & Pompe hydraulique,
- 03 Comparateurs

1.5 Essai à la dynaplaque 1 et 2 (NF P94 -117-2)



Figure1.15:Photos montrant la dynaplaque2 [7].

1.5.1 Domaine d'application :

Le domaine d'application de l'essai est la détermination du module sous chargement dynamique d'une plate-forme. Il s'agit d'un essai de sollicitation dynamique d'un sol sous une plaque rigide, qui peut être utilisé pour des infrastructures réalisées avec les matériaux définis dans la classification de la norme NF P 11-300, dont le D_{max} est inférieur à 200 mm. Les deux types d'appareillage qui peuvent être utilisés pour déterminer le module sous chargement dynamique sont le Dynaplaque 1 et le Dynaplaque 2. La plage de mesure du module sous chargement dynamique est de 20 à 100 MPa avec le Dynaplaque 1 et de 20 à 250 MPa avec le Dynaplaque 2. [8]

Il convient de noter que le module sous chargement dynamique ne caractérise pas l'état de compactage des matériaux, mais plutôt la portance des plates-formes. Cela signifie que l'essai ne permet pas d'évaluer la qualité du sol en termes de compacité, mais plutôt sa capacité à supporter une charge donnée sous une plate-forme rigide.

1.5.2 Références normatives :

Le présent document comporte par référence datée ou non datée des dispositions d'autres publications. Ces références normatives sont citées aux endroits appropriés dans le texte et les publications sont énumérées ci-après. Pour les références datées, les amendements ou révisions ultérieurs de l'une quelconque de ces publications ne s'appliquent à ce document que s'ils y ont été incorporés par amendement ou révision. Pour les références non datées, la dernière édition de la publication à laquelle il est fait référence s'applique. NF P 11-300, Exécution des terrassements -Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières. [8]

1.5.3 Principe de l'essai :

Le principe de l'essai consiste à appliquer trois chargements dynamiques successifs sur la plate-forme à ausculter en utilisant une plaque de diamètre et de rigidité fixés. Le chargement dynamique est réalisé par la chute libre d'une masse sur la plaque, et le choc est amorti par un élément visco-élastique (ressorts métalliques de type à boudins dans le cas de la Dynaplaque 1 et manchon d'élastomère dans le cas de la Dynaplaque 2). La valeur du module sous chargement dynamique est calculée à l'issue du troisième choc. La méthode de détermination du module sous chargement dynamique diffère selon le type d'appareillage utilisé. Dans le cas de la Dynaplaque 1, la méthode est indirecte et repose sur l'utilisation d'une courbe de référence. Dans le cas de la Dynaplaque 2, la méthode est directe et utilise des mesures physiques réalisées pendant le chargement dynamique. L'objectif de l'essai est de déterminer la portance de la plate-forme, c'est-à-dire sa capacité à supporter une charge donnée. La détermination du module sous chargement dynamique ne permet pas d'évaluer la qualité du sol en termes de compacité, mais seulement sa capacité à supporter une charge sous une plaque rigide [8].

1.6 Essai de Westergaard (NF P94-117-3)



Figure 1.16:Essai de Westergaard [9].

1.6.1 Domaine d'application :

L'essai de chargement statique d'une plaque rigide de diamètre 600 mm, 750 mm ou 762 mm : l'objectif de cet essai est de déterminer le coefficient de réaction de WESTERGAARD d'une plate-forme destinée à la construction de dallages supportant des charges statiques, tels que les dallages à usage d'habitation ou à usage industriel, par exemple. Le coefficient de réaction de WESTERGAARD est utilisé pour dimensionner les dallages conformément aux normes NF P 11-213-1, 2, 3 et 4. Toutefois, l'essai ne peut être interprété que pour les plates-

formes dont le D_{max} est inférieur à 200 mm. Il convient de noter que ce document ne s'applique pas aux plates-formes routières et ferroviaires. Enfin, il convient de souligner que la précision des appareils de mesure, conformément à l'article 5.4, ne permet pas de mesurer les coefficients de réaction de WESTERGAARD supérieurs à 350 MPa/m. [10]

1.6.2 Principe de l'essai :

Une fois que le point d'auscultation de la plate-forme a été localisé et que tous les équipements d'essai et de mesure ont été mis en place, un cycle de chargement est appliqué à l'aide d'une plaque. Le chargement est maintenu jusqu'à ce que l'enfoncement de la plaque se stabilise. En mesurant la valeur de cet enfoncement, il est possible de calculer le coefficient de réaction de WESTERGAARD. [10]

1.6.3 Mode opératoire :

Avant de commencer l'essai, il est important de localiser le point d'auscultation et de s'assurer que la pente de la plate-forme ne dépasse pas 5% et que la surface n'est pas constituée de sols boueux ou poudreux sur une épaisseur de plus d'1 cm. La surface du point d'essai doit avoir une surface minimale de $1,25 \text{ } \varnothing$ u $1,25 \text{ } \varnothing$ et être exempte d'aspérités supérieures à 10 mm Si nécessaire, la surface doit être nivelée avec du sable propre en une couche fine. Ensuite, la plaque de chargement doit être positionnée au centre de cette surface et le point d'application de la charge doit être situé à la verticale du centre de la plaque. Les dispositifs de chargement et de mesure doivent être mis en place conformément aux exigences indiquées en 5.3 et 5.4, et si nécessaire, un dispositif de protection contre le vent et/ou le soleil doit être installé. Ensuite, une pression de 10 kPa r 0,5 kPa doit être appliquée sous la plaque pendant 15 secondes, puis la plaque doit être déchargée. Enfin, les appareils de mesure des charges et des enfoncements doivent être initialisés. [10]

1.7 Présentation des critères de la capacité portante

En cas ou un essai de chargement d'une fondation a été mené, on peut estimer la capacité sur la base d'un critère de capacité portante. Ce dernier définit comment on estime la capacité portante à partir de la courbe de chargement expérimentale (Pression = $f(\text{tassement})$).

1.7.1 Critère conventionnel (10% de B) :

Terzaghi a proposé une définition conventionnelle de la capacité portante, il s'agit de la charge verticale correspondant à un tassement égale à 10% de B.

B étant de la longueur ou le diamètre de la fondation.

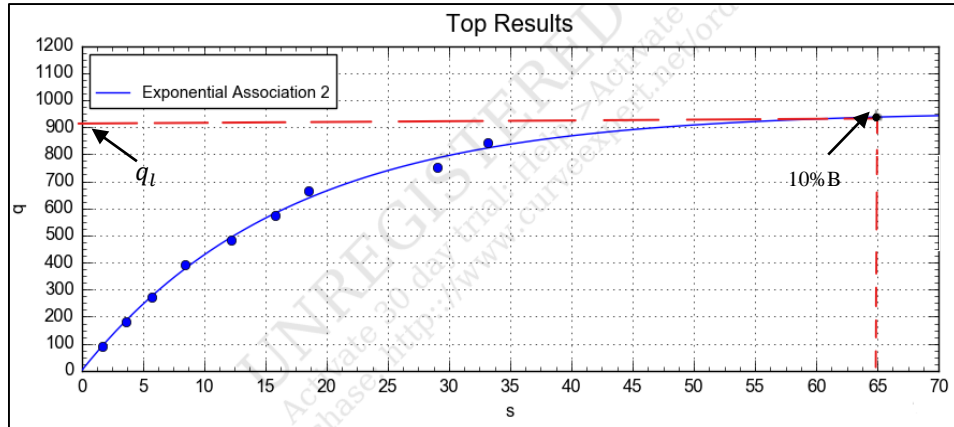


Figure 1.17:Interprétation selon le critère 10 % de B.

1.7.2 Critère de van der veen 1956 (ou critère exponentiel) :

Van der Veen a proposé une approche pour modéliser la courbe de chargement-déplacement d’une fondation en utilisant une fonction exponentielle. Cette fonction est de la forme

$$q = q_l \times (1 - \exp(-k_{v0} q_l v_0)) \tag{1.52}$$

Cette équation peut également être exprimée sous la forme d'une fonction Exponentiel :

$$y = a (1 - \exp(-b \cdot x)), \text{ avec : } y = q \text{ et } x = v_0 \tag{1.53}$$

La courbe de chargement, comme le schématise (voir figure 3.2), est caractérisée souvent par une portion linéaire pour les faibles charges :

$$q = k_{v0} \cdot v_0 \tag{1.54}$$

Et une asymptote pour les grands dépècements de la fondation :

$$\text{Lim } q_{v0} \rightarrow \infty = q_l \tag{1.55}$$

La fonction exponentielle regroupe les deux propriétés ci-dessous selon la formule suivante

$$q = \frac{v_0}{\frac{1}{k_{v0}} + \frac{v_0}{q_l}} \tag{1.56}$$

Donc :

$$\frac{v_0}{q} = \frac{1}{k_{v0}} + \frac{v_0}{q_l} \text{ est une droite} \tag{1.57}$$

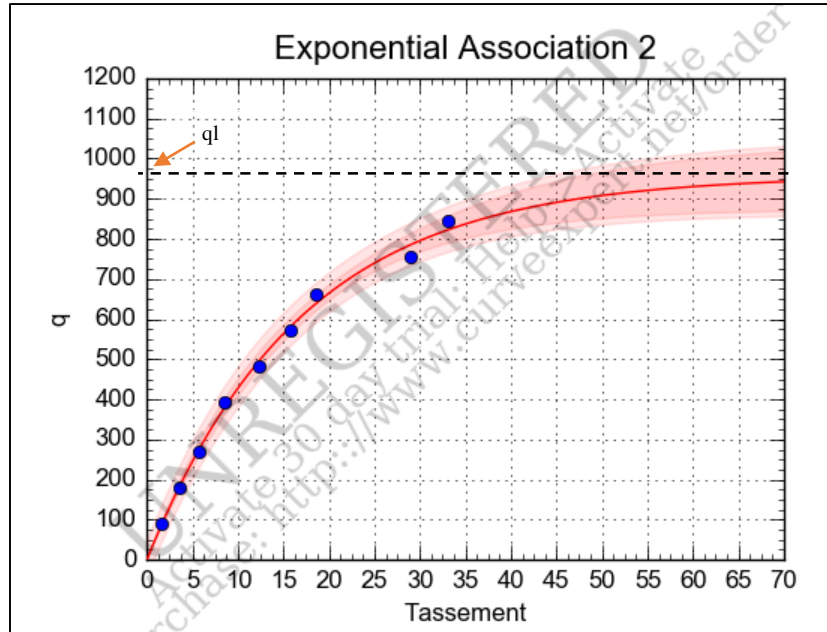


Figure 1.18: Interprétation selon le critère de Van der Veen.

1.7.3 Critère d’hyperbolique :

On dispose souvent des résultats expérimentaux donnant la variation d’un paramètre mesuré Y en fonction d’un autre paramètre mesuré X sous forme de la fonction $Y=F(x)$. On propose souvent "d’ajuster" le nuage des points expérimentaux comme le schématise la figure suivante, par une fonction hyperbole :

$$Y=F(x)= \frac{Y \cdot x}{(a+b \cdot x)} \tag{1.58}$$

Le tracé de la courbe Y en fonction de x permet d’étudier son allure et proposer ainsi la fonction convenable pour l’ajustement.

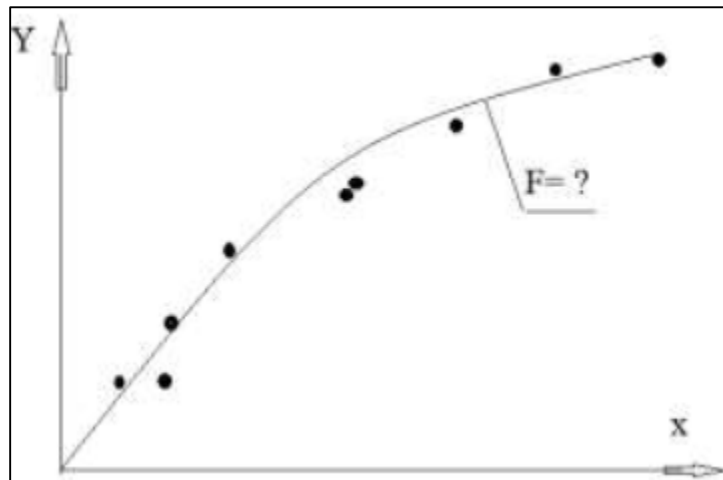


Figure1.19 : Schéma d’un nuage de points à ajuster par une fonction analytique.

1.7.3.1 Remarques concernant HYPER :

- HYPER est un petit programme conçu sous l'environnement DOS et se lance directement en cliquant sur son icône.
- HYPER travaille en mode **manuel** ou **fichier**. Le mode manuel consiste à introduire manuellement les points (x, Y), alors que le mode fichier consiste à introduire un fichier texte simple (du type ASCII) comportant 2 colonnes
- HYPER travaille avec les nombres décimaux à virgule ponctuelle (1.2 3.6 5.1 etc), et si un nombre comporte une virgule flottante (1,2 3,6 5,1 etc), il sera tronqué (1 3 5 etc) et le résultat de calcul sera faussé.
- Les coordonnées des points (X, Y) doivent être différents de 0.

1.7.4 Critère de de beer 1968 (ou critère bi-logarithmique) :

Ce critère a pour but de tracer la courbe chargement-déplacement dans une échelle bi logarithmique. Cette courbe présente deux lignes droites qui sont connectées et le point d'intersection de ces deux lignes représente la charge verticale limite (figure1.19).

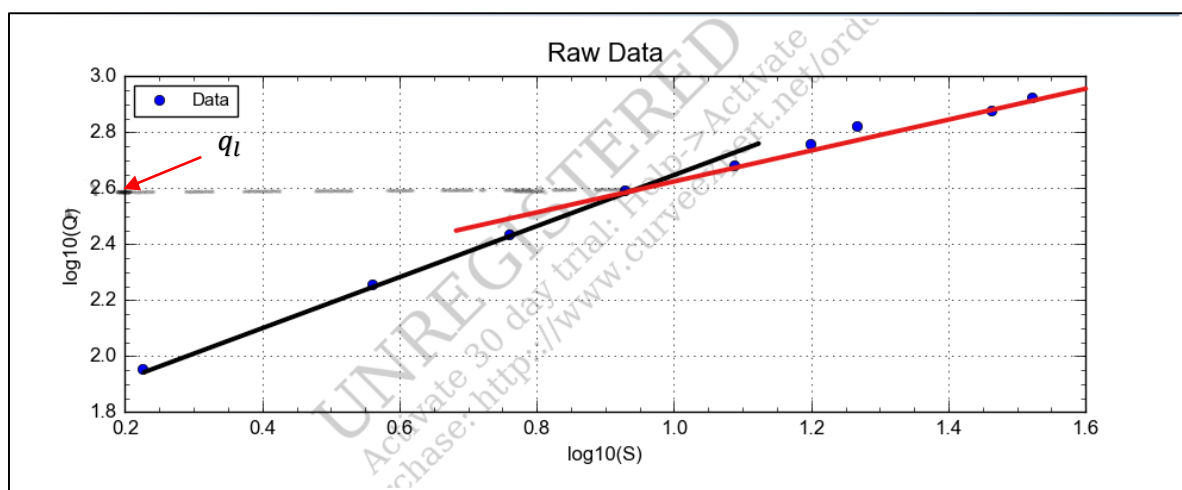


Figure1.20 : Selon exécution critère de beer 1968.

1.7.5 Critère de décourt (ou critère de la raideur sécante) :

Le critère est proposé par Décourt en 1999. Dans cette méthode, on trace la courbe de la raideur sécante d'une fondation superficielle avec un paramètre (kv) qui est calculé $k_v = \frac{q}{s}$, et qui représente la force appliquée par rapport au tassement, en fonction de la charge (q). Cette courbe présente une tendance linéaire dans sa partie finale.

La capacité portante d'une fondation superficielle est déterminée en trouvant le point d'intersection entre le prolongement de cette droite linéaire et l'axe des charges. Ce point d'intersection représente la charge verticale limite.

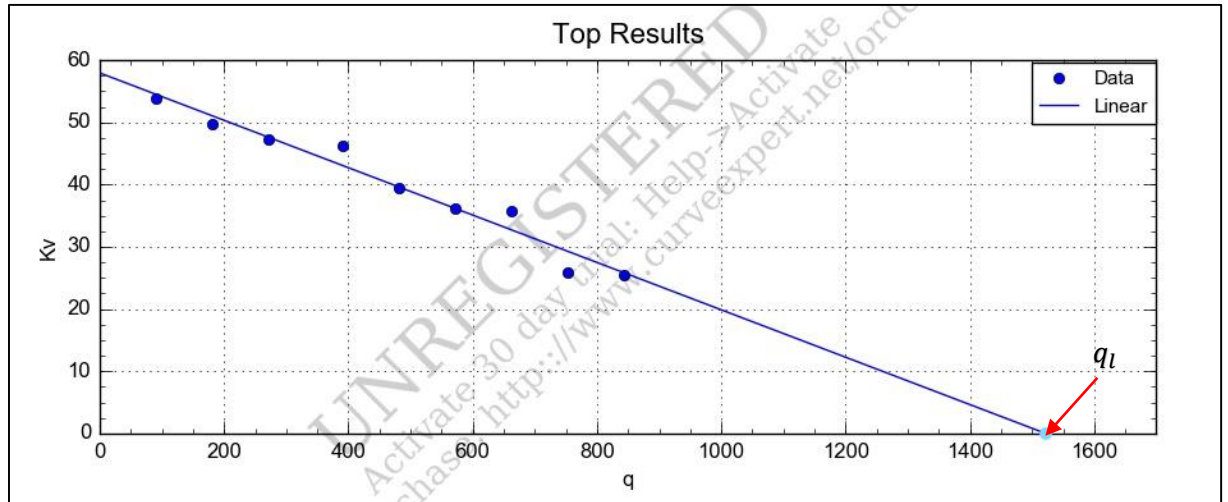


Figure 1.21: Exemple du critère RAIDEUR

1.7.6 Critère parabole rectangle (PARECT) :

Le critère PARECT (PARabole-RECTangle) consiste à ajuster la courbe de chargement par une fonction composée d'une parabole et un rectangle (fonction constante).

1.7.6.1 Etude de la fonction parabole-rectangle :

Le critère PARECT est définie par la fonction :

$$y = f(x)$$

$$y = q \text{ (charge appliquée)}$$

$$x = V_0 \text{ (tassement)}$$

La fonction $y = f(x)$ doit vérifier les conditions aux limites suivantes : [11]

- a) $y_1 = f(x_1)$
- b) $dy/dx (x=0) = a$
- c) $dy/dx (x > x_1) = 0$ (où : $y = y_1$ pour $x = x_1$)
- d) $d^2y/dx^2 < 0 \rightarrow 0 \leq x \leq x_1$

e) $y(0) = 0$

On propose une fonction polynôme N=2

$$y = a' + b'x + c'x^2 = f(x)$$

Les conditions limite :

e) $y(0) = 0 \Rightarrow a' = 0$

b) $dy/dx = b' + 2c'x$; $dy/dx = a = b'$

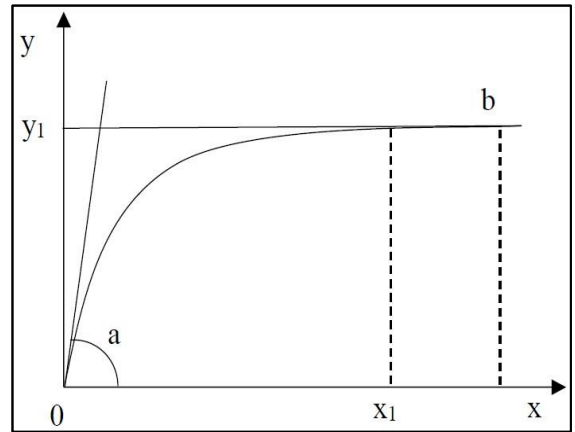


Figure 1.22 : courbe de la fonction de polynôme.

c) $dy/dx = 0 \Rightarrow b' + 2c'x_1 = 0 \Rightarrow c' = -b'/2x_1 = -a/2x_1$

d) $d^2y/d^2x = 2c' < 0$ car $c' < 0$

a) $y_1 = f(x_1) = ax_1 + (-a/2x_1 x_1^2) = ax_1 - ax_1/2 = y_1 \Rightarrow x_1 = 2y_1/a$

On écrit la fonction $f(x)$:

$$Y = f(x) = ax - (ax^2/2x_1) = ax (1 - x/2x_1) \tag{1.59}$$

D'après l'expression (a) on obtient :

$$Y = 2y_1(x/x_1) (1 - 1/2(x/x_1)) \tag{1.60}$$

Avec : $x_1 = 2y_1/a$ (1.61)

Pour imposer que la fonction soit impaire, il suffit de l'écrire :

$$Y = 2y_1 (x / x_1) (1 - 1/2 |x| / x_1) \tag{1.62}$$

La formule de la parabole rectangle présente un avantage significatif : elle permet d'atteindre une asymptote horizontale pour un déplacement fini (x_1) plutôt qu'à l'infini (comme dans le cas de la fonction hyperbolique). Cela rend la formule plus réaliste et conforme aux observations expérimentales en termes de résistance, capacité portante, frottement latéral limite, résistance en pointe, résistance latérale du sol, et d'autres paramètres.

1.7.6.2 Propriétés de la fonction PARECT :

a) Charge critique :

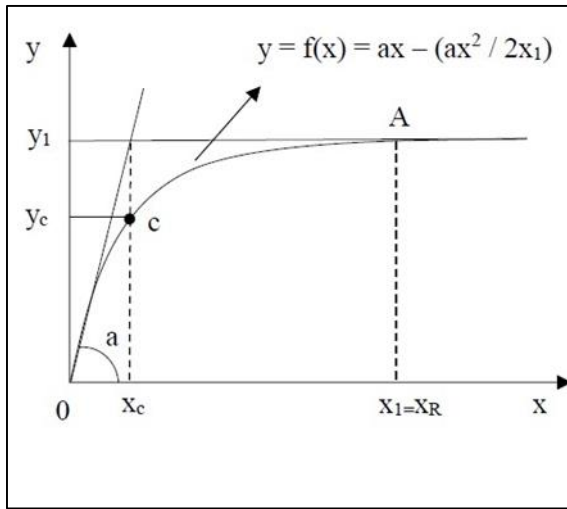


Figure 1.23: Courbe de la fonction Parabole-rectangle.

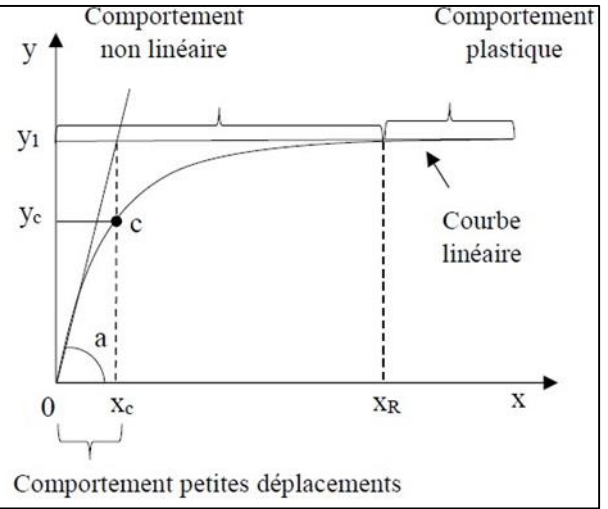


Figure 1.24: Représentation des comportements

On voit que :

$x_c = y_1 / a$: déplacement critique (seuil du comportement non linéaire) Calculons la charge critique :

$$y_c = 2y_1 (x_c / x_1) (1 - 1/2 (x_c / x_1)) \tag{1.63}$$

On remplace x_c par sa formule est en obtient :

$$y_c = 3y_1 / 4 \tag{1.64}$$

y_c est la charge critique, elle correspond au déplacement critique x_c .

Le seuil du comportement plastique ($x \geq x_1$) est appelé « déplacement de référence » où « Déplacement ultime ». Sa formule :

$$X_R = 2y_1 / a = x_1$$

On voit que $X_R = 2x_c$.

b) Rigidité sécante et tangente :

- La rigidité tangente : $K_t = dy / dx = a - ax / x_1 = a (1 - x/x_1)$ (1.65)

- La rigidité sécante : $K_s = y / x = a - 1/2 a (x/x_1)$ (1.66)

On voit que lorsqu'on atteint le comportement plastique la rigidité diminue de la moitié

$$x = X_R \Rightarrow K_s = a - \left(\frac{ax_1}{2x_1}\right) = a/2 \quad (1.67)$$

c) Fonction impaire :

On écrit dans ce cas :

$$y = 2y_1 (x / x_1) (1 - 1/2 |x| / x_1) \quad (1.68)$$

On a bien $\forall x : y(-x) = -y(x)$

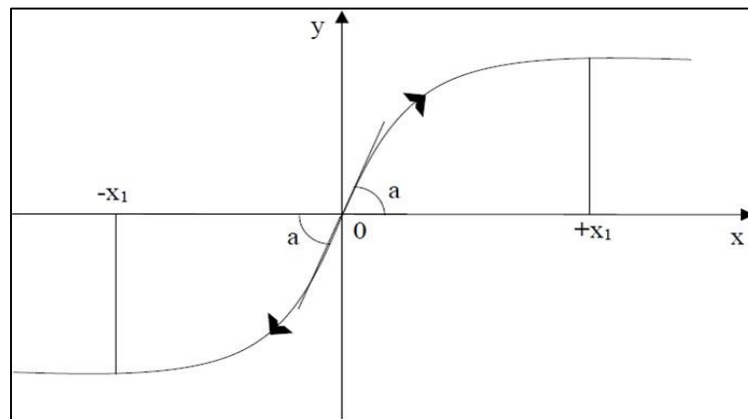


Figure 1.25 : La fonction impaire de PARECT.

d) Nombre des points expérimentaux N :

Pour pouvoir ajuster une courbe par une parabole, il est nécessaire d'avoir un nombre minimum de points expérimentaux. Selon les critères spécifiés, il faut que N1 (nombre de points utilisés pour l'ajustement par une parabole) soit supérieur ou égal à 3. De plus, pour ajuster les derniers points par une droite horizontale, il faut que N (nombre total de points) moins N1 soit supérieur ou égal à 3.

En résumé, la condition est que $N - N1 \geq 3$, ce qui implique que $N \geq N1 + 3 \geq 6$. Par conséquent, le nombre minimum de points expérimentaux requis est de 6 pour pouvoir effectuer l'ajustement par une parabole et une droite horizontale selon ces critères

1.8 Conclusion :

Chaque essai in-stitut ou laboratoires à sa propre méthodologie et les étapes à suivre incluent des coefficients et des formules.

Cependant les essais de chargement à la plaque nous permettent :

- De calculer le coefficient de réaction de WESTERGAARD.

- Estimation de la capacité portante du sol et prévoir le tassement pour une charge donnée
- De déterminer Module sous chargement statique à la plaque qui est important lors des constructions (d'infrastructures routières, ferroviaires, aéroportuaire).

Chapitre 02 :

Description des essais de chargement

2.1 Introduction

Dans ce chapitre on va présenter des essais de chargement réalisés à travers le monde avec une description détaillée des sites, les fondations de chaque essai, les instruments de mesure, ensuite les programmes de chargement à la plaque, et les essais in-situ réalisés

2.2 Carte mondiale Présentative des sites expérimentaux

La figure 2.1 regroupe les sites qui ont fait l'objet des essais de chargement :

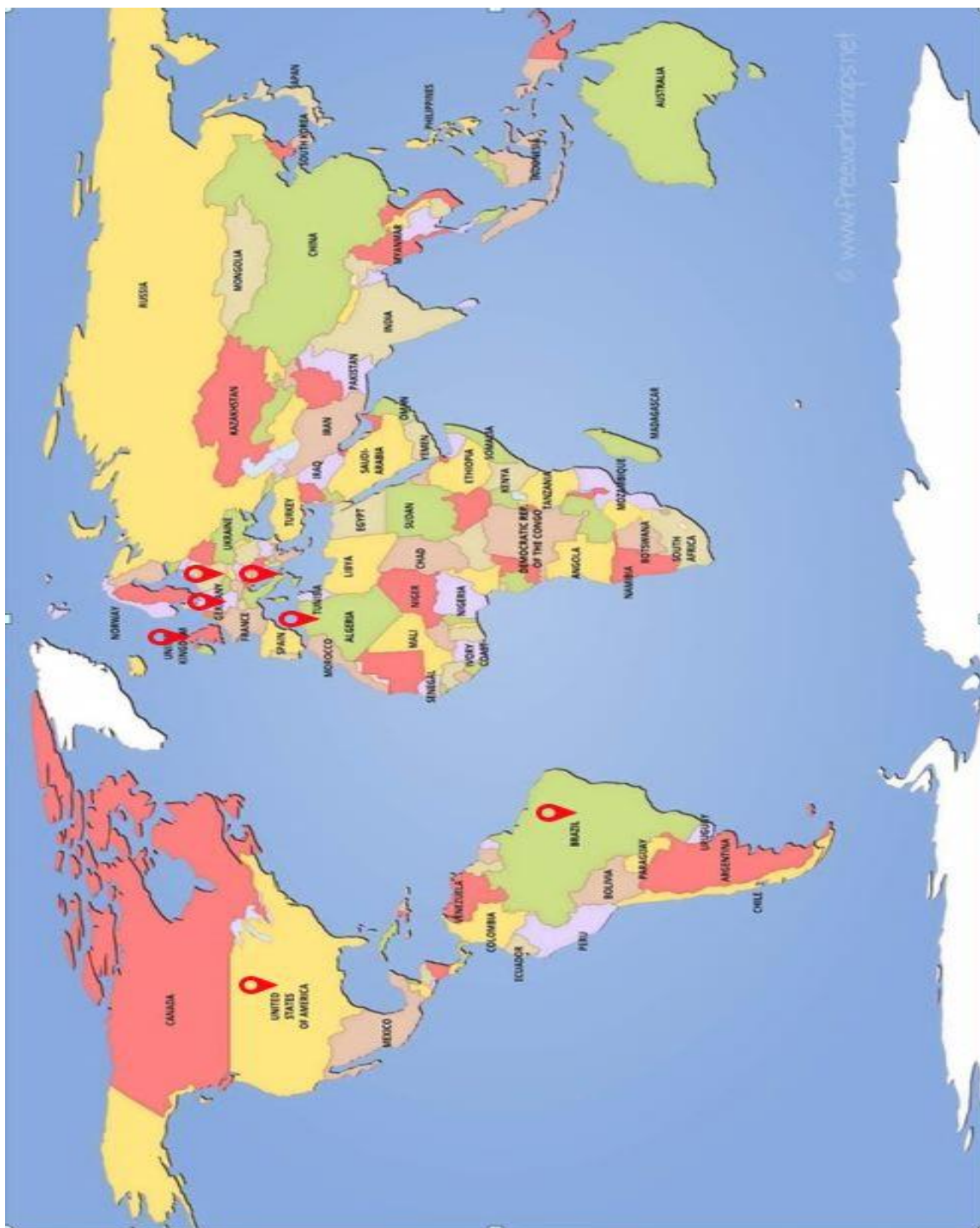


Figure 2.1 : Carte mondiale représente la localisation des sites.

2.3 DISCRIPTION DES SITES

Nous avons étudié 11 sites expérimentaux selon la nature du sol de chaque site et les essais de chargements qui ont été appliqué : Sable 02, Argile 03, Multicouche 6.

On présente ci-après les différents site et essais de chargement. A chaque essai, on a réalisé une fiche technique en annexe du mémoire.

2.2.1 Site 01 :

Ce site se trouve en Algérie plus exactement à Blida l'avenue Sidahmed Zitouni-Blida.

Le lotissement est composé de villas. L'essai de charge a été réalisé en : 27/07/2020 par : KERATERRA Ground Engineering. Le site est composé d'un nombre de couches qui forment le terrain : il s'agit d'un monocouche sableux. Le site n'a aucune nappe phréatique

2.2.1.1 Résultats de l'essai :

L'effort maximal appliquée est de 843.803 KN la durée de chaque incrément d'effort est : 15seconde Il s'agit ici d'un essai de chargement à la plaque par plusieurs cycles (9 cycles), en appliquant un effort maximal de 843.803 KN ; dont la durée de chaque incrément d'effort est 15 secondes.

Tableau 2.1 : Courbe de chargement PLT1 Blida.

q (kPa)	90.40	180.81	271.22	391.76	482.17	572.58	662.98	753.39	843.80
s(mm)	1.68	3.64	5.73	8.47	12.24	15.83	18.52	29.03	33.13

Tableau 2.2. : Courbe de chargement PLT2 Blida.

q (kPa)	90.40	180.81	271.22	391.76	482.17	572.58	662.98	753.39	843.80
s (mm)	0.44	1.11	2.993	4.13	5.91	7.673	10.65	13.27	13.41

Tableau 2.3 : chargement déplacement PLT3 Blida.

q (kPa)	391.76	482.17	572.58	662.98	753.39
s (mm)	0.05	0.06	0.23	0.14	0.07

2.2.2 Site 02 :

Ce site se trouve à Turner Fairbank High-way (la route fédérale), aux états unis. Le sol est composé du sable fin uniforme. Sans présence de nappe phréatique.

Tableau 2.4 : Courbe de chargement Cas 97SD1.

D/B	0								
q(kPa)	0	68.06	105.27	154.59	216.46	290.77	327.93	358.98	396.42
S(mm)	0	1.99	3.71	4.27	6.26	9.12	10.55	12.27	15.43
q(kPa)	434.01	471.83	511.11						
S(mm)	19.45	24.92	39.33						

Tableau 2.5 : Courbe de chargement Cas 97SD1.

D/B	0.5								
q(kPa)	0	89.78	141.95	197.52	234.63	290.16	328.74	425.96	475.47
S(mm)	0	1.69	2.25	3.39	4.53	5.37	7.07	7.92	9.63
q(kPa)	531.04	586.75	648.67	710.680	766.629	829.01	891.87	942.05	985.59
S(mm)	10.76	12.76	15.05	17.916	21.357	26.52	34.58	40.33	43.20
q(kPa)	1048.2								
S(mm)	49.81								

Tableau 2.6 : Courbe de chargement Cas 97SD1.

D/B	1								
q(kPa)	0	117.10	178.78	240.50	269.03	357.75	425.67	475.09	536.86
S(mm)	0	0.823	1.66	2.79	3.64	4.77	6.19	7.32	8.74
q(kPa)	592.48	660.41	716.21	784.23	846.15	970.35	1088.8	1213.89	
S mm	10.17	11.58	14.16	16.15	18.44	25.32	35.08	46.86	

Tableau 2.7: Courbe de chargement CAS 95SD5.

D/B	0									
q(kPa)	0	9.12	50.29	123.48	201.24	228.62	278.86	310.76	347.05	383.20
S(mm)	0	0.48	1.93	4.35	7.25	10.13	13.98	18.30	27.88	41.30
q(kPa)	418.88	454.74								
S(mm)	67.63	89.17								

Tableau 2.8: Courbe de chargement CAS 95SD5.

D/B	0.5							
q(kPa)	0	36.62	77.79	118.92	160.92	187.57	224.12	256.15
S(mm)	0	0.014	1.46	3.875	4.370	5.337	7.744	8.714
q(kPa)	292.70	329.24	361.11	397.55	433.91	470.28	501.93	538.16
S(mm)	11.121	14.006	19.282	24.56	32.23	39.90	50.91	62.41
q(kPa)	574.38	610.53						
S(mm)	73.91	87.32						

Tableau 2.9 : Courbe de chargement CAS 95SD5.

D/B	1									
q(kPa)	0	77.84	114.43	151.05	187.67	219.66	256.25	297.42	338.57	480.31
S(mm)	0	0.03	1.48	1.97	2.46	4.39	5.84	7.29	9.22	15.98
q(kPa)	370.56	430.02	526.01	576.26	626.51	667.60	717.79	781.65	836.35	895.56
S(mm)	11.15	13.56	18.87	22.23	26.08	29.45	34.73	41.93	49.13	58.25
q(kPa)	959.35	1018.3	1077.5							
S(mm)	67.36	81.26	90.85							

Tableau 2.10 : Courbe de chargement Cas 95D5(2).

D/B	1								
q(kPa)	0	18.15	45.26	73.38	99.60	138.86	163.02	196.32	220.48
S(mm)	0	-0.06	0.33	0.72	2.06	3.37	4.24	6.04	6.92
q(kPa)	250.89	281.12	308.35	329.68	357.13	396.84	436.54	470.80	507.95
S(mm)	9.67	11.10	12.35	14.65	17.87	22.99	28.09	37.94	46.95
q(kPa)	542.32	580.15	614.64						
S(mm)	56.64	72.23	83.98						

Tableau 2.11 : Courbe de chargement Cas 95D5(2).

D/B	0.25							
q (kPa)	0	21.10	51.22	87.35	108.51	141.75	181.06	220.37
S (mm)	0	0.54	0.16	0.20	1.09	2.41	4.19	5.97
q (kPa)	256.67	293.09	329.62	360.31	400.07	437.00	471.03	508.40
S (mm)	7.76	10.50	14.18	19.31	24.88	31.88	39.84	50.63
q (kPa)	542.835	580.26	614.97					
S (mm)	61.912	73.18	86.82					

Tableau 2.12 : Courbe de chargement Cas 95D5(2).

D/B	0.5									
q(kPa)	0	24.05	51.10	78.280	111.57	135.79	172.04	196.26	217.48	241.70
S(mm)	0	1.02	1.10	0.24	1.55	2.90	4.22	5.57	6.93	8.28
q(kPa)	265.98	284.18	305.40	332.63	357.02	378.35	408.75	436.26	469.78	482.03
S(mm)	10.10	11.47	12.83	14.17	16.94	19.25	22.01	25.72	29.41	31.27
q(kPa)	500.30	515.61	537.00	555.38	576.99	604.55	632.35	657.13	687.82	687.82
S(mm)	33.11	35.44	38.22	41.01	45.69	49.87	55.95	62.04	67.17	67.17
q(kPa)	700.30	722.08								
S(mm)	70.92	77.02								

Tableau 2.13 : Courbe de chargement Cas 97SD1(2).

D/B	0.5							
q (kPa)	0	161.47	203.36	251.21	305.04	352.896	400.863	448.830
S (mm)	0	0.203	0.53	0.85	1.17	1.49	2.20	2.90
q (kPa)	593.17	647.33	677.62	714.76	760.88	819.98		
S (mm)	6.548	8.01	9.49	14.02	28.83	67.63		
q(kPa)	0	113.95	204.26	252.21	294.10	342.84	390.26	438.34

S(mm)	0	1.022	2.82	4.28	4.618	5.704	6.79	7.876
q (kPa)	594.9	655.30	712.95	776.56	831.77	893.96	943.27	997.87
S (mm)	12.64	14.85	18.20	21.19	26.01	34.77	40.04	43.03
q(kPa)	0	54.38	114.28	180.37	234.42	264.59	312.67	348.82
S (mm)	0	1.47	2.16	3.61	4.68	5.79	6.88	7.98
q (kPa)	451.16	493.61	559.81	608.80	638.51	692.89	747.50	802.21
S (mm)	10.90	13.15	14.97	16.43	18.68	20.91	23.89	27.25
q (kPa)	856.93	906.34	961.06	1010.59	1072.05	1121.69	1233.68	
S (mm)	30.62	36.28	39.64	45.68	51.70	58.12	73.61	

2.2.3. Site 03 :

Ce site se trouve à Belgrade en Serbie, c'est un ouvrage de type bloc d'habitation à 13 étages. Il s'agit d'un sol composé d'une argile limoneuse

2.2.4 Site 04 :

Ce site est situé à Rome en Italie. Il comporte un ouvrage structurel technique qui est une antenne. C'est un terrain monocouche. Le sous-sol est constitué d'argile limoneuse lacustres homogènes normalement molles, il contient une présence de nappe phréatique à 1.3m de profondeur.

2.2.4.1 Essai de chargement

Dans ce site on effectue l'essai de chargement à la plaque pour plusieurs points du A à E

2.2.4.2. Résultats de l'essai de chargement :

Tableau 2.14 : Tableau de courbe de chargement Point A.

q(kPa)	55.8	62	62	62	62	62	62	62	62	62
s (mm)	20.3	27.51	32.12	34.47	37.59	38.13	39.47	42.64	47.73	56.3

Tableau 2.15 : Tableau de courbe de chargement Point B.

q(kPa)	55.8	62	62	62	62	62	62	62	62	62
s (mm)	18.77	26.44	31.71	34.19	37.42	38.28	40.18	24.98	48.29	56.55

Tableau 2.16 : Tableau de courbe de chargement Point C.

q(kPa)	55.8	62	62	62	62	62	62	62	62	62
s (mm)	19.51	27.09	32.27	34.9	38.08	39	40.91	43.62	48.45	56.78

Tableau 2.17 : Tableau de courbe de chargement Point D.

q(kPa)	55.8	62	62	62	62	62	62	62	62	62
s (mm)	21.55	28.68	33.05	35.34	38.68	39.12	40.9	43.28	47.87	56.24

Tableau 2.18 : Tableau de courbe de chargement Point E.

q(kPa)	55.8	62	62	62	62	62	62	62	62	62
s (mm)	21.89	28.8	32.71	34.86	38.1	39.33	39.96	42.49	47.24	55.81

2.2.5 Site 05 :

Ce site se trouve à Texas, aux états unis. Il s'agit d'une fondation circulaire, l'essai de chargement a été réalisé en 2006 par l'organisme : site national géotechnique. Le sol est du type monocouche argileux, il contient une présence de nappe phréatique à 1.2m de profondeur.

Tableau 2.19: Courbe de chargement de Texas.

q(kPa)	53.47	160.42	215.51	265.74	320.83	367.82	419.67	468.29	526.62	599.54
s (mm)	1.51	6.54	10.06	13.58	18.62	23.65	31.70	40.75	52.33	73.96

2.2.6 Site 06 :

Ce site se trouve au Brésil, et il s'agit d'un grand complexe d'aciérie. Le sol contient 02 couches : une couche de sable avec quelques graviers quartzitiques, suivie d'une couche supérieure qui est composée d'argile limoneuse ou sableuse. Il existe une nappe à une profondeur de 12 à 21 m.

2.2.7 Site 07 :

Ce site est localisé à l'Université de Birmingham, à Londres on parle d'un site composé de types d'ouvrages divers :

- Arts & Commerce Building
- Stratford Bus Station
- Site K

L'essai a été mené et réalisé par : division de génie structural du département d'architecture. On parle d'un site composé en deux parties :

- Le site 1 : Arts & Commerce Building est une combinaison de Sable brun rouge dense et Gravier dense avec un peu de sable et une couche de sable très dense.
- Le site 2 : Stratford Bus Station contient du gravier sableux dense et une couche d'argile limoneuse grise raide et du sable fin très dense. Dans chaque site existe une nappe avec une profondeur de : 1- Site 1 une profondeur de 11m, 2- Site 2 une profondeur de 3m

2.2.7.1 Essai de chargement :

L'essai de chargement a été mené dans trois sites.

2.2.7.2 Résultat de l'essai :

Tableau 2.20: Courbe de chargement du Arts & Commerce Building.

q(kPa)	14373.77	14951.88	19575.2	26514.74	32467.08	35467.08
s(mm)	2.229	2.904	3.972	6.385	8.515	12

Tableau 2.21: Courbe de chargement du Stratford Bus Station.

q(kPa)	0	6250	8750
s(mm)	0	6.5	11.75

Tableau 2.22: Courbe de chargement du site K (Block 1).

q(kPa)	220	220	220	220
s(mm)	22	22	22	16

Tableau 2.23: Courbe de chargement du site K (Block 2).

q(kPa)	220	220	220	220
s(mm)	32	32	32	32

Tableau 2.24: Courbe de chargement du site K (Block 3).

q(kPa)	220	220	220	220
s(mm)	32	32	29	32

2.2.8 Site 08 :

Ce site est localisé à Rome et comporte un silo de sucre. Il s'agit d'un multicouche couches. Il ne contient pas de nappe phréatique.

Tableau 2.25 : Composition géotechniques du site 08

Profondeur (m)	Type de sol
0-8	Argile limoneux
8-23	Sable
23-30	Argile limoneux
30-32	Sable
32-34	Argile limoneux
34-36	Sable
36-38	Argile limoneux
38-39	Sable
39-42	Argile limoneux
42-47	Sable

2.2.8.1 Résultats de l'essai :

Tableau 2.26: Courbe de chargement de L'Italie.

q (kPa)	1461670	2461760	3538780	4308080	4461940
s (mm)	21.55	41.31	71.13	121.63	150.27

2.2.9 Site 09 :

Ce site est localisé à Bothkennar, en Royaume-Unis. Il s'agit d'un pieu carré. L'essai a été mené et réalisé par : le site national britannique de recherche sur l'argile molles.

Le site est formé de 4 couches. Il contient une nappe phréatique :

- La première couche : croûte d'argile et de limon altéré.
- La deuxième couche : couche coquillière.
- La troisième couche : limoneux argileux.
- La quatrième couche : Argile noire.

2.2.10 Site 10 :

Ce site se trouve au Rhine in Bibli en Allemagne, et il s'agit d'un réacteur nucléaire.

Le sol contient 02 couches : une couche de limon sableux suivie d'une couche argile sableuse. Il existe une nappe avec une profondeur de 1.5m.

2.2.11 Site 11 :

Ce site est situé à Gundremmingen en Allemagne. Il s'agit d'un réacteur nucléaire.

C'est un terrain monocouche. Le sol est constitué du gravier, il contient une présence de nappe phréatique a 2m de profondeur.

2.4 Tableau général récapitulatif :

Tbaleau 2.27 : récapitulation de tous les sites.

Nature du sol	N° du site	Localisation	Pays	Légende	D/B	Remarques	Références
Sable	1	Blida	Algérie	PLT 1	3.38		[12]
				PLT 2			
				PLT 3			
	2	Etats unis	Etats unis	97SD1	0		[13]
					0.5		
					1		
				95SD4	0		
					0		
					0		
				95SD5	0		
					0.5		
					1		
				95SD5(2)	1		
					0.5		
					0.25		
97SD1	0.5						
	0.5						
	0.5						

Argile	3	Belgrade	Serbie			Absence d'essai de chargement.	[14]
	4	Rome	Italie	Point A	0.24		[15]
				Point B			
				Point C			
				Point D			
Point E							
5	Texas	Etats unis		2.5		[16]	
Multico uche	6	Brazil	Brazil	Complexd 'acierie		Absence d'essais de chargement	[17]
	7	London	Angleterr e	Birmingh am	0.71		[18]
	8	Molinella	Italie	Silos	0.11		[19]
	9	Bothkennar	Angleterr e	Pieu		Absence d'essais de chargement	[20]
	10	Rhine in bibli	Allemagn e	Réacteur nucléaire		Absence d'essais de chargement	[21]
	11	Gundermmi ngen	Allemagn e	Réacteur nucléaire		Absence d'essais de chargement	[21]

2.5 Conclusion :

Ce chapitre à présenter l'ensemble des essais de chargement de fondation ou à la plaque. Des fiches techniques en annexe du mémoire regroupent les détails des sites et les fondations

Chapitre 03 :

Interprétation des essais de chargement

3.1 Introduction

L'interprétation des courbes de chargement-déplacement grâce aux critères cités précédemment permet une estimation de la capacité portante à partir d'un essai de chargement. Cette méthode rend possible la détermination de la capacité portante grâce au logiciel CURVEPERT, HYPER et PARECT.

On présente ci-après les résultats détaillés et l'interprétation de l'essai de chargement dans chaque type de sol : Sable, argile, ou sol multicouche.

3.2 Interprétation des courbes de chargement dans un sol sableux :

Le tableau ci-après présente les résultats de la courbe charge-déplacement de l'essai de chargement sur un lotissement de villas à Blida. Il s'agit d'une plaque circulaire ayant les caractéristiques comme suit :

$B = 0.65 \text{ m}$

$D = 2.2 \text{ m}$

$D/B = 3.38$

Les références de l'essai :

Numéro de la fiche : No1

Pays : Algérie

Localisation : Blida

Tableau 3.1 : les résultats de l'essai de chargement.

q (kPa)	90.40	180.81	271.22	391.76	482.17	572.58	662.98	753.39	843.80
s (mm)	1.68	3.64	5.73	8.47	12.24	15.83	18.52	29.033	33.13

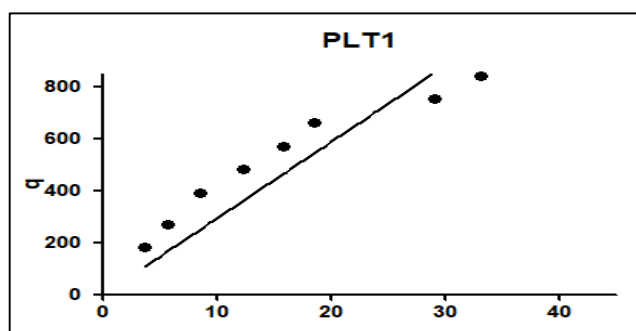


Figure 3.1 : courbe charge tassement dans un sol sableux.

En appliquant les 6 critères sur les logiciels on obtient les figures en-dessous qui nous permettent de déterminer la capacité portant selon chaque critère.

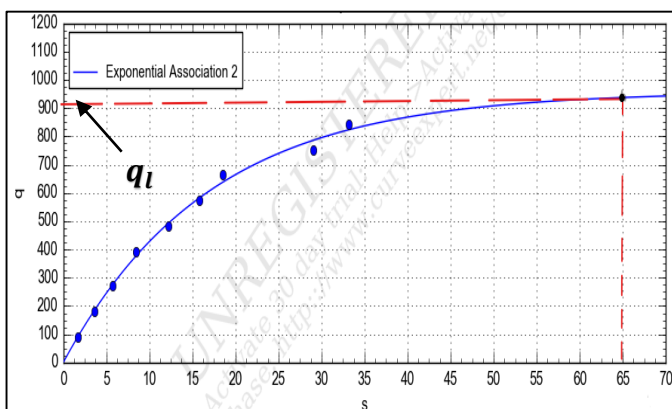


Figure 3.2 : Critère de 10 % B (sable).

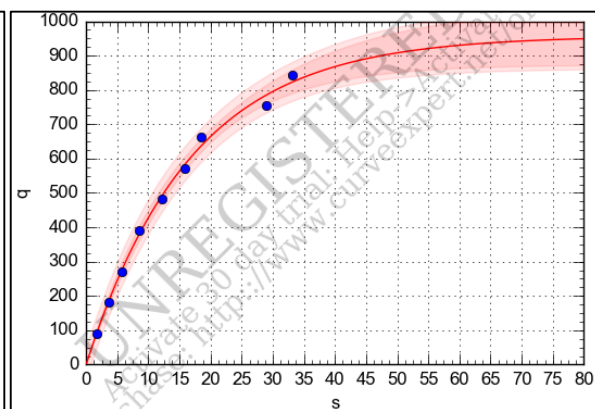


Figure 3.3 : Critère d'Exponentiel (sable).

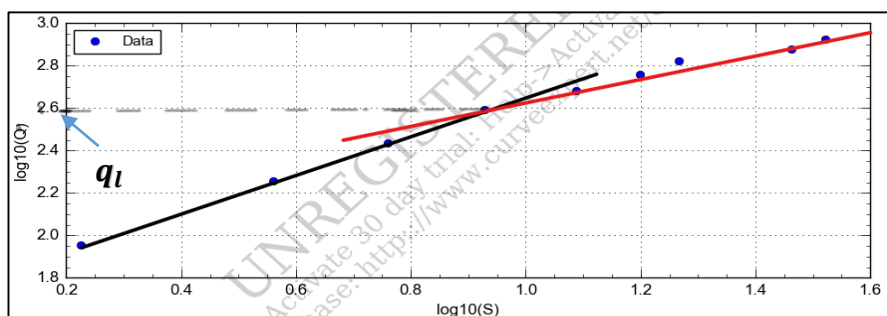


Figure 3.4 : Critère bi-logarithmique (sable).

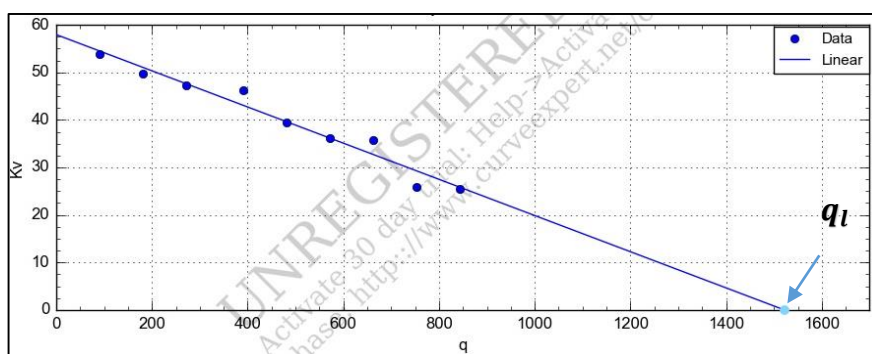


Figure 3.5: exécution critère de RAIDEUR sécante.

Displacement Measured	Load Measured	Load Predicted
1.680000	90.407000	81.583660
3.640000	180.815000	171.210100
5.730000	271.222000	260.191200
8.470000	391.766000	366.542500
12.240000	482.173000	493.764800
15.830000	572.581000	594.341900
18.520000	662.988000	656.552600
29.033000	753.396000	798.599500
33.130000	843.803000	798.599500
initial slope a of the parabolic curve		49.869660
Horizontal line (resistance)=		798.599500
Maximum measured displacement x(N)=		18.520000
Displacement corresponding to maximum of parabola		32.027470
Reference displacement xr=		32.027470
Non linear Regression coeff. R=		99.001730%
Discreminant= -8.508046E+10		
a= -151.525200		
a= 105.616600		
a= 45.908660		

```

TYPE OF FUNCTION Y=f(X) ?
Y=a + b.X           enter 1
Y=X/(a+b.X)        enter 2
Y=a + b.LOG(X)     enter 3
Y=a.X^b            enter 4
2
Number N of points =?
9
Data to be input from file ? (0=1/N=0)
1
Name of Data file ?
PLT1.txt
initial slope alpha of the curve      59.140420
Horizontal asymptote =                1456.902000
Regression coeff. R=                  9.914203E-01
Do you want to compare this function with
a set of data ? (Y=1, N=0)
    
```

Figure 3.6: critère PARECT (sable).

Figure3.7 : critère HYPER (sable).

On constate pour ce cas, que tous les critères sont applicables. Le tableau 3.2 regroupe les résultats de la capacité portante.

Tableau 3.2 : Les résultats de la capacité portant (Blida).

Critère	Capacité portante (kPa)
10%	943.74
Exponentiel	838.22
Hyperbolique	1556.90
Logarithmique	397.19
Parabole rectangle	843.80
Raideur sécante	1529.72

Le tableau suivant regroupe tous les résultats de la capacité portante en kPa, menés sur la base de données des essais de chargement statique pour les sols sableux, en appliquant tous les critères. [12]

Tableau 3.3 : Les résultats de la capacité portant(Sable).

Site	Essai	Critère	Capacité portante q(kPa)
	PLT1	10%B	943.74
		Exponentiel	838.22
		Hyperbolique	1456.90
		Logarithmique	397.19

1		Parabole-rectangle	843.80
		Raideur sécante nulle	1529.72
	PLT 2	10%B	1025.28
		Exponentiel	798.99
		Hyperbolique	1192.21
		Logarithmique	NA
		Parabole-rectangle	843.80
		Raideur sécante nulle	1066.17
	PLT3	10%B	576.69
		Exponentiel	572.72
		Hyperbolique	NA
		Logarithmique	NA
		Parabole-rectangle	NA
		Raideur sécante nulle	1729.72
2	Cas 97SD1 (D/B=0)	10%B	536.4
		Exponentiel	534.53
		Hyperbolique	790.42
		Logarithmique	316.22
		Parabole-rectangle	491.47
		Raideur sécante nulle	NA
	Cas 97SD1 (D/B=0.5)	10%B	1039.17
		Exponentiel	1042.90
		Hyperbolique	1509.88
		Logarithmique	442.86
		Parabole-rectangle	966.93
		Raideur sécante nulle	1622.71
	Cas 97SD1 (D/B=1)	10%B	1019.73
		Exponentiel	1008.33
		Hyperbolique	1576.39
		Logarithmique	847.22
		Parabole-rectangle	954.59
		Raideur sécante nulle	86.53
	Cas 95SD4 (D/B=1.21)	10%B	317.25
		Exponentiel	400.89
		Hyperbolique	490.01
		Logarithmique	NA
		Parabole-rectangle	392.08
		Raideur sécante nulle	434.16
		10%B	251.38

	Cas 95SD4 (D/B=0.30)	Exponentiel	254.18
		Hyperbolique	272.94
		Logarithmique	NA
		Parabole-rectangle	238.65
		Raideur sécante nulle	NA
	Cas 95SD4 (D/B=0.61)	10%B	317.25
		Exponentiel	310.72
		Hyperbolique	511.19
		Logarithmique	NA
		Parabole-rectangle	274.78
		Raideur sécante nulle	383.09
	Cas 95SD5 (D/B=0)	10%B	422.09
		Exponentiel	428.31
		Hyperbolique	538.63
		Logarithmique	123.27
		Parabole-rectangle	400.97
		Raideur sécante nulle	500
	Cas 95SD5 (D/B=0.5)	10%B	549.51
		Exponentiel	552.33
		Hyperbolique	666.72
		Logarithmique	NA
		Parabole-rectangle	521.53
		Raideur sécante nulle	651.53
	Cas 95D5 (2) (D/B=1)	10%B	475.13
Exponentiel		565.57	
Hyperbolique		1576.31	
Logarithmique		NA	
Parabole-rectangle		1151.38	
Raideur sécante nulle		585.56	
Cas 95D5 (2) (D/B=0,25)	10%B	541.30	
	Exponentiel	548.30	
	Hyperbolique	580.03	
	Logarithmique	257.03	
	Parabole-rectangle	679.93	
	Raideur sécante nulle	499.26	
Cas 95D5 (2) (D/B=0,5)	10%B	548.40	
	Exponentiel	584.84	
	Hyperbolique	865.02	
	Logarithmique	125.89	

		Parabole-rectangle	525.62
		Raideur sécante nulle	646.41
	Cas 97D1 (D/B=0.5)	10%B	721.49
		Exponentiel	721.49
		Hyperbolique	840.56
		Logarithmique	NA
		Parabole-rectangle	702.29
		Raideur sécante nulle	1050.49
	Cas 97D1 (D/B=0.5)	10%B	1021.25
		Exponentiel	1008.33
		Hyperbolique	1348.62
		Logarithmique	NA
		Parabole-rectangle	970.68
		Raideur sécante nulle	1051.41
	Cas 97D1 (D/B=0.5)	10%B	1016.82
		Exponentiel	1016.82
		Hyperbolique	1784.4
		Logarithmique	NA
Parabole-rectangle		1152.81	
Raideur sécante nulle		1052.29	

3.3 Interprétation des courbes de chargement dans un sol argileux :

Après avoir effectué un essai de chargement sur un sol argileux, les résultats de la courbe de chargement en fonction du déplacement sont présentés dans le tableau 3.4. Pour ce site ses caractéristiques sont comme suit :

B= 0.6 m

D=1.5 m

D/B= 2.5 m

Les références de l'essai :

Numéro de la fiche : No5

Pays : États-Unis

Localisation : Texas

Tableau 3.4 : les résultats de l'essai de chargement(Texas).

q (kPa)	53.47	160.42	215.51	265.74	320.83	367.82	419.67	468.29	526.62	599.54
s (mm)	1.51	6.54	10.06	13.58	18.62	23.65	31.70	40.75	52.33	73.96

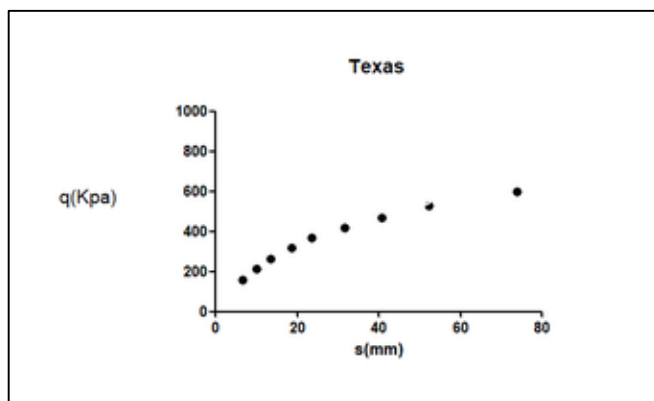


Figure3.8 : courbe charge tassement dans un sol argileux.

Après l'obtention de la courbe de chargement déplacement dans un site argileux on souhaite déterminer la capacité portante à partir des 6 critères qui sont représentés par les figures ci-dessous :

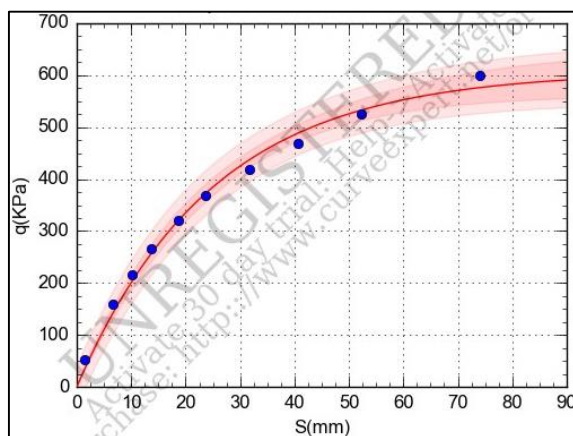


Figure3.9 : Critère de 10 % B (argile).

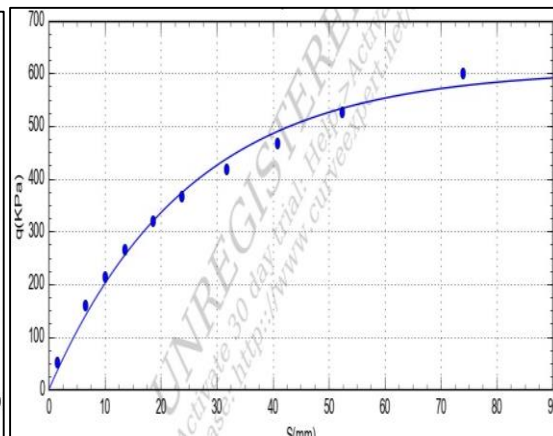


Figure3.10 : Critère d'Exponentiel (argile).

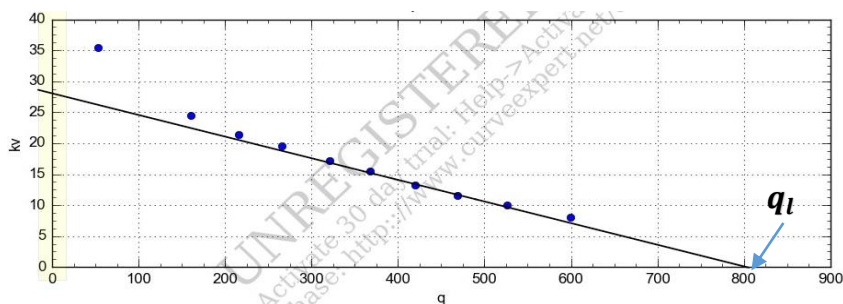


Figure 3.11: selon exécution critère RAIDEUR sécante .

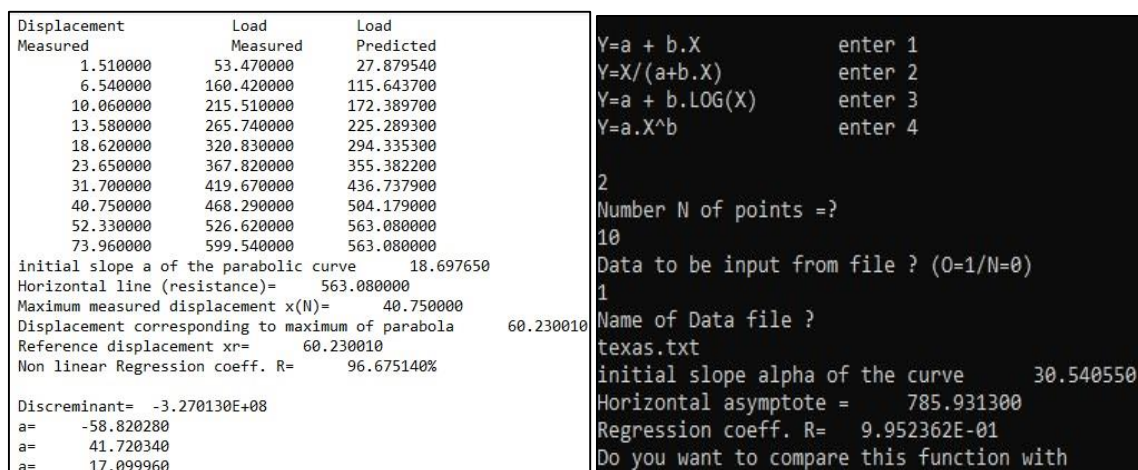


Figure 3.11: critère PARECT (sable).

Figure 3.12 : critère HYPER (sable).

Dans un second temps lorsqu'on applique tous les critères nous avons regroupé les résultats de la capacité portante dans le tableau 3.3, pour ce site nous avons remarqué que les 6 critères étaient applicables.

Tableau 3.5 : Les résultats de la capacité portante (Texas).

Les Critères	Capacité portante (kPa)
10%	550
Exponentiel	601.08
Hyperbolique	785.9
Logarithmique	288.40
Parabole rectangle	563.08
Raideur sécante	841

On regroupe les résultats de calcul de q_l dû à partir de 6 critères sur les différents sites (Argile) dans le tableau suivant :

Tableau 3.6 : Les résultats de calcul de q_l dû à partir de 6 critères .

Site	Essai	La capacité portante (kPa)					
		Le critère 10% B (kPa)	Le critère d'exponentiel (kPa)	Le critère Hyperbolique (kPa)	Le critère Logarithmique (kPa)	Le critère Parabole-rectangle (kPa)	Le critère Raideur sécante nulle (kPa)
04	Point A	63.03	62.36	64.74	NA	62	NA
04	Point B	62.61	62.61	64	NA	62	NA
04	Point C	62.37	62.59	64.58	NA	62	NA
04	Point D	62.80	62.80	65.08	NA	62	NA
04	Point E	62.80	62.80	65.18	NA	62	NA
05		550	601.08	785.90	288.40	563.08	841

3.4 Interprétation des courbes de chargement dans un sol multicouche :

Dans l'Angleterre un essai de chargement a été effectué afin d'obtenir la courbe de chargement-déplacement qui est représenté par le tableau. Les propriétés géotechniques de ce site sont les suivantes :

B= 7m

Les références de l'essai :

Numéro de la fiche : 07

Pays: Angleterre.

Localisation: University of Birmingham.

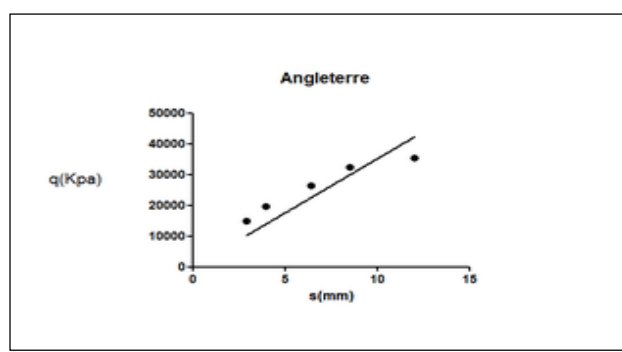


Figure3.14 : courbe charge tassement dans un sol multicouche.

Une fois que nous avons obtenu la courbe chargement en termes de déplacements sur un site multicouche, nous devons procéder à l'évaluation de la capacité portante. Cela nécessite la mise en œuvre de plusieurs critères, qui sont illustrés dans les figures ci-dessous.

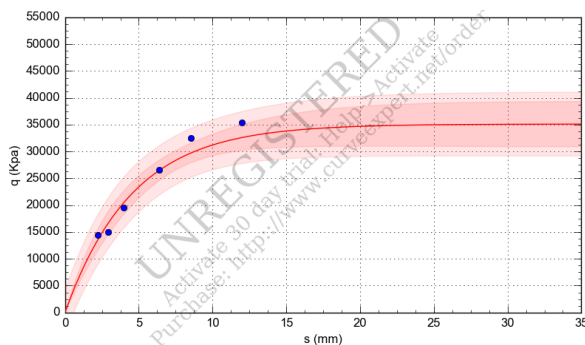


Figure3.15: Critère de 10 % B (Multicouche).

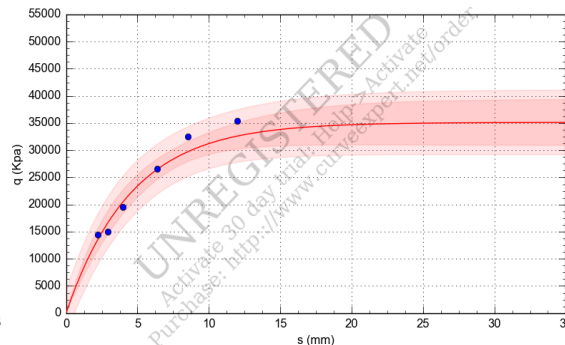


Figure3.16 : Critère de Van der Veen (Multicouche).

Displacement Measured	Load Measured	Load Predicted
2.229000	14373.770000	11755.490000
2.904000	14951.890000	14850.080000
3.972000	19575.200000	19304.560000
6.385000	26514.740000	27375.050000
8.515000	32467.090000	32202.150000
12.000000	35467.090000	35467.090000

initial slope a of the parabolic curve 5802.971000
 Horizontal line (resistance)= 35467.090000
 Maximum measured displacement x(N)= 8.515000
 Displacement corresponding to maximum of parabola 12.223770
 Reference displacement xr= 12.223770
 Non linear Regression coeff. R= 98.361730%

End of computation

Figure 3.17: Critère PARECT (Multicouche).

```

TYPE OF FUNCTION Y=f(X) ?
Y=a + b.X           enter 1
Y=X/(a+b.X)        enter 2
Y=a + b.LOG(X)     enter 3
Y=a.X^b            enter 4
2
Number N of points =>
6
Data to be input from file ? (0=1/N=0)
1
Name of Data file ?
cas6.txt
initial slope alpha of the curve 7612.085000
Horizontal asymptote = 59472.720000
Regression coeff. R= 9.854717E-01
Do you want to compare this function with
a set of data ? (Y=1, N=0)
    
```

Figure3.18 : Critère Hyper (Multicouche).

Par la suite, une fois que nous avons appliqué tous les critères, nous avons regroupé les résultats de la capacité portante dans le tableau 3.5. Pour ce site en particulier, nous avons constaté que le critère bi-logarithmique n'est pas applicable.

Tableau 3. 7 : Les résultats de la capacité portant(Angleterre).

Les Critères	Capacité portante (kPa)
10%	35208.35
Exponentiel	35208.35
Hyperbolique	59472.72

Logarithmique	NA
Parabole rectangle	35467.09
Raideur sécante	50363.08

Le tableau suivant représente les résultats de la capacité portante à partir des 6 critères sur les différents sites (Multicouche).

Tableau 3.8: Les résultats de calcul de q_l dû à partir de 6 critères sur les différents sites (Multicouche).

Site	La capacité portante (kPa)					
	Le critère 10% B (kPa)	Le critère d'exponentiel (kPa)	Le critère Hyperbolique (kPa)	Le critère Logarithmique (kPa)	Le critère Parabole-rectangle (kPa)	Le critère Raideur sécante nulle (kPa)
Site 07	35208.35	35208.35	59472.72	NA	35467.09	50363.08
Site 08	4770780.4	NA	4488646.2	4385010	6781940	7196014.7

3.5 Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'appliquer les critères de capacité portante aux différents essais de chargement de fondation ou de plaques. Les résultats obtenus feront objet d'une synthèse au chapitre 6 en vue de classer ces critères et recommander celui à utiliser dans un projet.

Chapitre 04 :

Application des méthodes de calcul de la capacité portante

4.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons évaluer les principales méthodes de calcul de la capacité portante, à partir des essais de pénétration statique (CPT), pénétration dynamique (DPT) et essai de pressiométrie (PMT) un tel calcul nous permet par la suite de comparer le résultat obtenu avec celui obtenu des critères de capacité portante, et évaluer ainsi la qualité des méthodes de calcul que l'ingénieur utilise lors de dimensionnement de fondation.

4.2 Calcul de la capacité portante à partir du PMT

On présente les détails de calcul du site 1 (Blida) :

$$ql = Kp \times ple^* + q_0 \quad (4.1)$$

- La zone utile :

$$Z_u = [2.2 ; 3.17]$$

- Calcul de la contrainte initiale :

$$q_0 = \gamma \times D \quad (4.2)$$

$$q_0 = 18 \times 2.2 = 39.6 \text{ kPa}$$

- Facteur de portance :

$$K_p = K_{p1} \frac{B}{L} + K_{p0} \left(1 - \frac{B}{L}\right) \quad (4.3)$$

$$\begin{cases} K_{p0} = 1.16 \\ K_{p1} = 1.30 \end{cases} \left\{ \begin{array}{l} \frac{D}{B} \\ \text{sol sableux} \end{array} \right.$$

Donc : $K_p = 1.3$

- Calcul de Pl^* :

$$Pl^* = P_l - P_0$$

Tableau4.1 : Résultat de Pl^*

Z(m)	2	3
P_l (KPa)	1652	1769
P_0 (KPa)	18	27
Pl^*	1634	1742

$$\rightarrow Z = 2$$

$$P_0 = 0.5(18 \times 2) = 18$$

$$\rightarrow Z = 3 \quad P_0 = 0.5(18 \times 3) = 27$$

- A une profondeur donnée dans la zone utile si :

$$Pl^* > 1.5 \times Plmin^*$$

$$1.5 \times Plmin^* = 1.5 \times 1634$$

$$Plmin^* = 2451 \text{ kPa}$$

$$Ple^* = \frac{1634 + 1742}{2}$$

$$Ple^* = 1688 \text{ kPa}$$

- Calcul de la capacité portante :

$$ql = 1.3 \times 1688 + 39.6$$

$$ql = 2234 \text{ kPa}$$

4.3 Calcul de la capacité portante à partir du DPT

On présente à titre d'exemple les détails de calcul de q_L au site N°1 a Blida

$$q_l = \frac{q_d^e}{5a7} \quad \text{avec } F_s = 3$$

- La zone utile :

$$Z_u = [2.2 ; 3.17]$$

$$q_l = \frac{q_d^e}{6}$$

- La résistance dynamique équivalente :

$$q_d^e = \frac{\sum q_d}{N}$$

Tableau4.2 : Résultats de q_d^e .

Sondage	q_d^e (MPa)
ST1	100.27
ST2	123.50
ST3	69.50
ST4	90.83
ST5	97.53
ST6	168.77
ST7	91.29
ST8	REFUS 0.6m

➤ Calcul de q_{dm} :

$$q_{dm} = \frac{q_d^e}{2}$$

Tableau 4.3 : Résultats de q_d^e .

Sondage	q_d^e (MPa)
ST1	50.13
ST2	62.75
ST3	34.79
ST4	45.42
ST5	48.76
ST6	84.38
ST7	45.64

➤ Calcul de q_l :

Tableau 4.4 : Résultats de q_l .

Sondage	q_l (kPa)
ST1	16.71
ST2	20.58
ST3	11.59
ST4	15.13
ST5	16.25
ST6	28.12
ST7	15.21

$$q_{lmoy} = 1795 \text{ kPa}$$

4.4 Calcul de la capacité portante à partir du CPT

4.4.1 Calcul de capacité portante u site n°3

On présente à titre d'exemple les détails de calcul de q_L au site N°3 à Belgrade a partir de de résultats de CPT 01 et CPT 02.

1) **CPT 01 :**

$$q_l = K_c \times q_{ce}^* + q_0$$

- La zone utile :

$$Z_u = [2, 26]$$

- Résistance pénétrométrique équivalente nette.

$$q_c^*(z) = q_c(z) - \sigma_{v0}(z)$$

Tableau 4.5 : Résultat de q_c^* (CPT 01).

Z(m)	q_c(Kpa)	σ_{v0}(kPa)	q_c^*(kPa)
2.22	1419	35.1	1384
3.86	3255	61	3194
4.54	3255	71.7	3184
5.80	1568	91.6	1476
6.27	2217	99.1	2118
6.48	1737	102	1635
7.80	1737	123	1614
8.72	3635	138	3497
9.16	3175	145	3030
9.26	3414	146	3267
9.56	3172	151	3021
9.84	3344	155	3189
10.44	2079	165	1914
11.39	2116	180	1936
11.72	2440	185	2255
12.11	1807	191	1615
12.97	3214	205	3009
13.54	2666	214	2452
14.63	5963	231	5732

- Calcul de q_{cmoy} :

$$q_{c_m} = 2606.529 \text{ kPa}$$

Donc :
$$1.3 \times q_{c_m} = 3388.487 \text{ kPa}$$

Tableau 4. 6 : Résultat de q_c^* (CPT01).

Z(m)	$q_c(Kpa)$
2.22	1419
3.86	3255
4.54	3255
5.80	1568
6.27	2217
6.48	1737
7.80	1737
8.72	3635
9.16	3175
9.26	3414
9.56	3172
9.84	3344
10.44	2079
11.39	2116
11.72	2440
12.11	1807
12.97	3214
13.54	2666
14.63	3388

➤ Calcul de q_{ce}^* :

$$q_{ce}^* = 2483.187 \text{ kPa}$$

➤ Calcul de la capacité portante :

$$q_l = 677.229 \text{ kPa}$$

2) CPT 02 :

$$q_l = K_c \times q_{ce}^* + q_0$$

➤ La zone utile :

$$Z_u = [2,26]$$

➤ Résistance pénétrométrique équivalente nette.

$$q_c^*(z) = q_c(z) - \sigma_{v0}(z)$$

Tableau 4.7 : Résultats de q_c^* (CPT02).

Z(m)	q_c (kPa)	σ_{v0} (kPa)	q_c^* (kPa)
2.22	984.35	35.07	949.27
3.86	711.88	60.98	650.89
4.54	728.89	71.73	657.16
5.80	1350.69	91.64	1259.05
6.27	999.45	99.06	900.38
6.48	824.33	102.38	721.95
7.80	1141.22	123.24	1017.98
8.72	1221.55	137.77	1083.77
9.16	1892.48	144.72	1747.75
9.26	2717.77	146.30	2571.46
9.56	1998.32	151.04	1847.27
9.84	1540	155.47	1384.52
10.44	2166.21	164.95	2001.25
11.39	1637.98	179.96	1458.01
11.72	1548.5	185.17	1363.32
12.11	1415.58	191.33	1224.24
12.97	1713.88	204.92	1508.95

➤ Calcule de q_{cmoy} :

$$q_{cm} = 1314.547 \text{ kPa}$$

Donc : $1.3 \times q_{cm} = 1708.911 \text{ kPa}$

Tableau 4.8: Resultats de q_c (CPT02).

Z(m)	$q_c(kPa)$
2.22	1383.98
3.86	1708.91
4.54	1708.91
5.80	1476.4
6.27	1708.91
6.48	1634.80
7.80	1613.95
8.72	1708.91
9.16	1708.91
9.26	1708.91
9.56	1708.91
9.84	1708.91
10.44	1708.91
11.39	1708.91
11.72	1708.91
12.11	1615.46
12.97	1708.91

- Calcule de q_{ce}^* :

$$q_{ce}^* = 1485.871 \text{ kPa}$$

- Calcule de la capacité portante :

$$q_l = 417.926 \text{ KPa}$$

4.4.2 Calcul de capacité portante du site N°5 Texas

$$q_l = K_c \times q_{ce}^* + q_0$$

- La zone utile :

$$Z_u = [2.5, 6.25]$$

- Résistance pénétrométrique équivalente nette.

$$q_c^*(z) = q_c(z) - \sigma_{v0}(z)$$

- Calcul de q_{cmoy} :

$$q_{cm} = 30.97625 \text{ kPa}$$

Donc : $1.3 \times q_{cm} = 40.269 \text{ kPa}$

- Calcule de q_{ce}^* :

$$q_{ce}^* = 28.88 \text{ kPa}$$

- Calcule de la capacité portante :

$$q_l = 523.64 \text{ kPa}$$

Le tableau ci-après résume les résultats obtenus par l'essai CPT du site N 05

Tableau 4.9 : Résumé des résultats du CPT site N05(TEXAS).

Z(m)	2.6	2.8	3	3.2	3.4	3.6	3.8	4
$q_c(\text{kPa})$	70	61.5	90	101.55	70	72.64	92.08	92.08
$\sigma_{v0}(\text{kPa})$	26	44.24	47.4	50.56	53.72	56.88	60.04	63.2
$q_c^*(\text{kPa})$	44	17.26	42.6	50.99	16.28	15.76	32.04	28.88
$q_{cm}(\text{kPa})$	30.98							
$1.3 q_{cm}$	40.27							
$q_c^*(\text{kPa})$	40.27	17.26	40.27	40.27	16.28	15.76	32.04	28.88
$q_{ce}^*(\text{kPa})$	28.88							
$q_l(\text{kPa})$	523.54							

4.6 Conclusion

Les essais in-situ offrent l'avantage de prendre en compte les conditions réelles du sol dans son environnement. Dans ce chapitre, nous avons évalué la capacité portante à l'aide d'essais in-situ, en mettant particulièrement l'accent sur les essais pénétration statique (CPT), pénétration dynamique (DPT) et essai de pressiométrique (PMT).

Chapitre 05 :

Application des méthodes de calcul de tassement

5.1 INTRODUCTION

Les méthodes de calcul de tassement sont largement utilisées dans le domaine de l'ingénierie pour évaluer les déformations et les mouvements du sol sous des charges appliquées. Ces méthodes permettent de prédire les tassements et de prendre des décisions éclairées lors de la conception et de la construction de structures. Elles sont appliquées dans divers domaines tels que les fondations de bâtiments, les ouvrages géotechniques, les infrastructures routières, etc. Les calculs de tassement sont essentiels pour garantir la stabilité et la sécurité des structures en tenant compte des caractéristiques du sol et des charges appliquées.

5.2 CALCUL DE TASSEMENT A PARTIR DE L'ESSAI PMT

On précède à un calcul du tassement qui concerne le site N°1 par la méthode PMT :

On évalue les modules pressiométriques équivalents des domaines sphériques et déviatoriques en découpant le terrain en 16 tranches, chacune épaisse de $\frac{0.65}{2} = 0.325m$ on obtient un intervalle $\frac{16*0.65}{2} = 5.2 + 2.2 = 7.4m$ (5.2 , 7.4 m) on a B=0.65m et D=2.2m , et en calculant la moyenne harmonique E_i des N valeurs E_m^k (K=1,N) du module pressiométrique dans une tranche i (i variant de 1 à 16) comme le résume le tableau :

$$\frac{N}{E_i} = \sum_{K=1}^{K=N} \frac{1}{E_m^k}$$

Pour la tranche E_1 et E_2 par interpolation en utilisant le logiciel Plot

A titre illustratif

$$2 \rightarrow 102.41$$

$$2.37 \rightarrow E_1$$

$$3 \rightarrow 163.37$$

Par interpolation on obtient $E_1 = 125.353$ MPA

$$2 \rightarrow 102.41$$

$$3.1 \rightarrow E_2$$

$$3 \rightarrow 163.37$$

Par interpolation on obtient $E_2 = 158.610 \text{ MPa}$

Pour les autres Valeurs (voir l'annexe Fiche technique Blida).

Tableau 5.1 : Les valeurs E_m harmonique.

Tranche	1	2	3	8	12
E_m (MPa)	125.35	158.61	163.37	107.96	80.56

Le domaine sphérique s'étend sur la première tranche et a pour module

$$E_{ms} = E_1 = 125.353 \text{ MPa}$$

Déterminons le module équivalent E_{md} du domaine déviatorique :

$$E_1 = 125.353 \text{ MPa}$$

$$E_2 = 158.610 \text{ MPa}$$

$$3/E_{3-5} = 1/163.37 \text{ MPa}$$

$$3/E_{6-8} = 1/107.96 \text{ MPa}$$

$$8/E_{9-16} = 1/80.56 \text{ MPa}$$

$$E_{md} = \frac{4}{\frac{1}{125.353} + \frac{1}{0.85 \cdot 158.610} + \frac{1}{163.37} + \frac{1}{2.5 \cdot 107.96} + \frac{1}{2.5 \cdot 80.56}}$$

$$E_{md} = 132.510 \text{ MPa}$$

Puisqu'on a dans la zone sphérique sous la semelle $E_m/P_l = 92$ à 27 pour la couche sable sur consolidé très serré du tableau (voir tableau 1.6) qui nous donne $\alpha = \frac{1}{2}$ et pour une fondation circulaire (voir le tableau 1.5) ce qui nous donne $\lambda_d = \lambda_s = 1$

Calcul σv_0

$$\sigma v_0 = \delta * D$$

$$\sigma v_0 = 18 * 2.2$$

$$\sigma v_0 = 39.6 \text{ kPa}$$

On a :

$$q = \frac{30}{\pi \left(\frac{0.65}{2}\right)^2}$$

Le Calcul tassement sphérique est :

$$s_c = \frac{\alpha}{9Em_s} * (q - \sigma v_0) \lambda_s * B_0 \quad \text{avec } B_0 = 0.6m$$

Le Calcul tassement déviatorique est :

$$s_d = \frac{4}{18Em_d} * (q - \sigma v_0) * B_0 \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

Le calcul du tassement suppose que la fondation est soumise à une faible charge. Dans ce qui suit, on calculera le tassement sous les différentes charges appliquées lors de l'essai à la plaque.

En appliquant les deux formules on obtient au tableau 5.2 regroupe tous les résultats suivant :

Tableau 5.2 : résultats du tassement du site N01 (BLIDA).

q(KN)	q(kPa)	Ss(mm)	Sd (mm)	S (mm)
30	90.40	0.015	0.05	0.07
60	180.82	0.041	0.15	0.18
90	272.84	0.067	0.24	0.31
130	394.10	0.10	0.37	0.47
160	485.04	0.13	0.46	0.59
190	875.99	0.24	0.87	1.11
220	666.93	0.18	0.65	0.83
250	757.88	0.21	0.75	0.96
280	848.83	0.23	0.85	1.08

5.3 Conclusion :

Ce chapitre a permis d'appliquer la méthode PMT de Ménard pour le calcul du tassement dans le sable. Du fait que le domaine des faibles charges, ou la méthode est limitée, n'est pas défini rigoureusement, le calcul a été mené pour toutes les charges appliquées pendant l'essai de chargement. Pour les autres essais de chargement, les méthodes de calcul du tassement sont soit non applicables, soit les données d'essais in-situ ne sont pas disponibles.

Chapitre 06 :

Comparaison des critères de capacité portante

6.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à la synthèse des résultats des essais de chargement vertical et leur analyse statique.

En deuxième partie, nous allons procéder à l'analyse statistique des résultats de différents critères de capacité portante selon la nature de sol (sable, argile et multicouche). Nous déterminerons 'la fréquence d'application' de chaque critère. Par la suite nous effectuerons l'étude statistique du paramètre appelé 'rapport de capacité portante' avec la détermination de sa moyenne, son écart type et le coefficient de variation.

A la fin, on finalise notre étude quantitative par un classement général des critères de capacité portante en deux conditions : exactitude et précision. La somme des classements selon ses deux conditions, nous donne leur classement général, ce qui permet de recommander un ou plusieurs Critères, en fonction de la nature du sol.

6.1 Synthèse par type de sol

Nous avons traité plusieurs sites qui ont été regroupés en sols monocouche (sable, argile) et multicouches. Nous allons traiter chaque type de sol en calculant le rapport de capacité portante, son écart type et le coefficient de variation.

$$ql_{moy} = \frac{ql^{crit(1)} + ql^{crit(2)} + \dots + ql^{crit(6)}}{6}$$

$$\lambda = \frac{ql}{ql_{moy}}$$

6.1.1 SABLE :

Après avoir exécuté un essai de chargement à la plaque pour chaque site, on obtient la courbe chargement-déplacement. Nous pourrions appliquer les 6 critères pour chaque essai afin d'obtenir les capacités portantes et rapport λ de chaque critère . On regroupe ensuite les résultats dans le tableau 6.1 :

6.1.1.1 Site01 : Blida (Algérie)

Tableau6.1 : Résultats des capacités portantes(PLT1).

Les critères	La Capacité portante (kPa)	λ
10%B	943.75	0.94
Exponentiel	838.23	0.83
Hyperbolique	1456.90	1.45

Logarithmique	397.19	0.39
Parabole-rectangle	843.80	0.83
Raideur sécante nulle	1529.73	1.527

$$q_{lmoy} = \frac{943.748+838.229+1456.90+2.559+843.803+1529.725}{6} = 1001.611kPa$$

Tableau6.2 : Résultats des capacités portantes (PLT2).

Les critères	Capacité portante (kPa)	λ
10%B	1025.28	1.04
Exponentiel	798.99	0.80
Hyperbolique	1192.21	1.21
Logarithme	NA	NA
Parabole-rectangle	843.80	0.85
Raideur sécante nulle	1066.17	1.08

$$q_{lmoy} = \frac{1025.288 + 798.99 + 1192.213 + 843.803 + 1066.175}{5} = 985.29 kPa$$

Tableau6.3 : Résultats des capacités portantes(PLT-3).

Les Critères	Capacité portante (kPa)	Λ
10%B	576.69	0.60
Exponentiel	572.72	0.59
Hyperbolique	NA	NA
Logarithme	NA	NA
parabole rectangle	NA	NA
Raideur sécante nulle	1729.73	1.80

$$q_{lmoy} = \frac{576.690 + 572.721 + 1729.725}{3} = 959.802kPa$$

6.1.1.3 Site02 : Les états unis

Dans ce site il y'a plusieurs dimensions des fondations. Nous allons appliquer les 6 critères pour chaque fondation ,et on obtient ci-dessous plusieurs tableaux qui regroupent les résultats de la capacité portante, la moyenne, et λ .

Tableau6.4 : Résultats des capacités portantes (cas 97SD1).

D/B=0		
Les Critères	La Capacité portante (kPa)	λ
10%B	536.4	1.02
Exponentiel	534.53	1.02
Hyperbolique	790.43	1.51
Logarithme	316.23	0.60
parabole rectangle	491.47	0.94
Raideur sécante nulle	NA	NA
ql moyen	521.82	

Tableau6.5 : Résultats des capacités portantes (cas 97SD1).

D/B=0.5		
Les Critères	La capacité portante (kPa)	λ
10%B	1039.17	0.94
Exponentiel	1042.90	0.95
Hyperbolique	1509.88	1.37
Logarithme	442.86	0.40
parabole rectangle	966.94	0.88
Raideur sécante nulle	1622.72	1.47
ql moy	1104.08	

Tableau6.6 : Résultats des capacités portantes (cas 97SD1).

D/B=1		
Les Critères	La capacité portante (kPa)	λ
10% B	1019.73	1.11
Exponentiel	1008.33	1.10
Hyperbolique	1576.39	1.72
Logarithme	847.22	0.93
parabole rectangle	954.59	1.04
Raideur sécante nulle	86.54	0.09
ql moy	915.466	

Tableau6.7 : Résultats des capacités portantes (cas 95SD4).

D/B=1.21		
Les Critères	Capacité portante (kPa)	λ
10%B	317.26	0.77
Exponentiel	400.89	0.99
Hyperbolique	490.02	1.20
Logarithme	NA	NA
parabole rectangle	392.08	0.96
Raideur sécante nulle	434.17	1.06
ql moy	406.884	

Tableau6.8 : Résultats des capacités portantes (cas 95SD4).

D/B=0.30		
Les Critères	Capacité portante (kPa)	λ
10%B	251.38	0.49
Exponentiel	254.18	0.49
Hyperbolique	272.94	0.53
Logarithme	NA	NA
parabole rectangle	238.65	0.46
Raideur sécante nulle	NA	NA
ql moy	508.60	

Tableau6.9 : Résultats des capacités portantes (cas 95SD4).

D/B=0.61		
Les Critères	Capacité portante (kPa)	λ
10%B	317.25	0.88
Exponentiel	310.72	0.86
Hyperbolique	511.19	1.42
Logarithme	NA	NA
Parabole rectangle	274.78	0.76
Raideur sécante nulle	383.09	1.06
ql moy	359.406	

Tableau6.10 : Résultats des capacités portantes (CAS 95SD5).

D/B=0		
Les Critères	La capacité portante (kPa)	λ
10%B	422.09	1.05
Exponentiel	428.31	1.06
Hyperbolique	538.63	1.33
Logarithme	123.27	0.30
parabole rectangle	400.97	0.96
Raideur sécante nulle	500	1.24
ql moy	402.21	

Tableau6.11 : Résultats des capacités portantes (CAS 95SD5).

D/B=0.5		
Les Critères	La Capacité portante (kPa)	λ
10%B	549.51	0.93
Exponentiel	552.33	0.93
Hyperbolique	666.72	1.13
Logarithme	NA	NA
Parabole rectangle	521.53	0.88
Raideur sécante nulle	651.53	1.10
ql moy	588.324	

Tableau6.12 : Résultats des capacités portantes (Cas 95D5 (2)).

D/B=1		
Les Critère	La Capacité portante (kPa)	λ
10% B	475.13	0.54
Exponentiel	565.57	0.64
Hyperbolique	1576.31	1.81
Logarithme	NA	NA
parabole rectangle	1151.38	1.32
Raideur sécante nulle	585.56	0.67
ql moy	870.79	

Tableau6.13 : Résultats des capacités portantes (Cas 95D5 (2)).

D/B=0,25		
Les Critères	La Capacité portante (kPa)	λ
10%B	541.30	1.04
Exponentiel	548.30	1.05
Hyperbolique	580.03	1.12
Logarithme	257.03	0.49
parabole rectangle	679.93	1.31
Raideur sécante nulle	499.26	0.96
ql moy	517.64	

Tableau6.14 : Résultats des capacités portantes (Cas 95D5 (2)).

D/B=0,5		
Les Critères	La Capacité portante (kPa)	λ
10% B	548.40	0.99
Exponentiel	584.84	1.06
Hyperbolique	865.02	1.57
Logarithme	125.89	0.22
parabole rectangle	525.62	0.95
Raideur sécante nulle	646.41	1.17
ql moy	549.363	

Tableau6.15 : Résultats des capacités portantes (Cas 97D1).

D/B=0		
Les Critères	La Capacité portante(kPa)	λ
10%B	721.49	0.89
Exponentiel	721.49	0.89
Hyperbolique	840.56	1.04
Logarithme	NA	NA
parabole rectangle	702.29	0.86
Raideur sécante nulle	1050.49	1.30
ql moy	807.264	

Tableau6.16 : Résultats des capacités portantes (Cas 97D1).

D/B=0		
Les Critères	La Capacité portante (kPa)	λ
10% B	1021.25	0.94
Exponentiel	1008.33	0.93
Hyperbolique	1348.62	1.24
Logarithme	NA	NA
parabole rectangle	970.68	0.89
Raideur sécante nulle	1051.41	0.97
ql moy	1080.05	

Tableau6.17 : Résultats des capacités portantes (Cas 97D1).

D/B=0		
Les Critères	La Capacité portante (kPa)	λ
10% B	1016.82	0.84
Exponentiel	1016.82	0.84
Hyperbolique	1784.42	1.48
Logarithme	NA	NA
parabole rectangle	1152.81	0.95
Raideur sécante nulle	1052.29	0.87
ql moy	1204.63	

6.1.2 Sol Argileux :

Les essais de chargement à la plaque que nous réalisons par rapport aux deux sites, nous ont permis d'obtenir les résultats de la capacité portante et le rapport résistance latérale dans un sol argileux que nous avons regroupés dans les tableaux ci-dessous pour chaque site :

Site 04 : Rome (Italy)

Tableau6.18 : Résultats des capacités portantes (Point A).

Les Critères	La Capacité portante (kPa)	λ
10% B	63.03	0.99
Exponentiel	62.36	0.98

Hyperbolique	64.74	1.02
Logarithme	NA	NA
parabole rectangle	62	0.98
Raideur sécante nulle	NA	NA
ql moy	63.03	

Tableau6.19 : Résultats des capacités portantes (Point B).

Les Critères	La Capacité portante (kPa)	λ
10% B	62.61	0.99
Exponentiel	62.61	0.99
Hyperbolique	64	1.01
Logarithme	NA	NA
parabole rectangle	62	0.98
Raideur sécante nulle	NA	NA
ql moy	62.81	

Tableau6.20 : Résultats des capacités portantes (Point C).

Les Critères	La Capacité portante (kPa)	λ
10% B	62.37	0.99
Exponentiel	62.59	0.99
Hyperbolique	64.58	1.02
Logarithme	NA	NA
parabole rectangle	62	0.98
Raideur sécante nulle	NA	NA
ql moy	62.88	

Tableau6.20 : Résultats des capacités portantes (Point D).

Les Critères	La Capacité portante (kPa)	λ
10% B	62.80	0.99
Exponentiel	62.80	0.99
Hyperbolique	65.08	1.03
Logarithme	NA	NA
parabole rectangle	62	0.98
Raideur sécante nulle	NA	NA
ql moy	63.17	

Tableau6.21 : Résultats des capacités portantes (Point E).

Les Critères	La Capacité portante (Kpa)	λ
10% B	62.80	0.99
Exponentiel	62.80	0.99
Hyperbolique	65.18	1.03
Logarithme	NA	NA
parabole rectangle	62	0.98
Raideur sécante nulle	NA	NA
ql moy	63.19	

Site 05 : Texas (Les états unis)

Tableau6.22 : Résultats des capacités portantes du site N05.

Les Critères	La Capacité portante (kPa)	λ
10% B	550	0.90
Exponentiel	601.08	0.99
Hyperbolique	785.9	1.29
Logarithme	288.40	0.47
parabole rectangle	563.08	0.93
Raideur sécante nulle	841	1.39
ql moy	604.91	

6.1.3 Sol Multicouche

Après avoir exécuté l'essai de chargement à la plaque effectué dans un sol multicouche pour les deux sites, nous avons obtenu les résultats de la capacité portante et le rapport λ regroupés dans les tableaux suivants :

Site 07 : Londres (Angleterre)

Tableau6.23 : Résultats des capacités portantes du site N07.

Les Critères	Capacité portante (kPa)	λ
10% B	35208.35	0.81
Exponentiel	35208.35	0.81
Hyperbolique	59472.72	1.37
Logarithme	NA	NA
parabole rectangle	35467.09	0.82

Raideur sécante nulle	50363.08	1.16
ql moy	43143.91	

Site 08 : Rome (Italie)

Tableau6.24 : Résultats des capacités portantes du site 08.

Les Critères	Capacité portante (kPa)	λ
10% B	4770780.4	0.86
Exponentiel	NA	NA
Hyperbolique	4488646.2	0.81
Logarithme	4385010	0.79
parabole rectangle	6781940	1.22
Raideur sécante nulle	7196014.7	1.30
ql moy	5524478.26	

6.2 Analyse statistique des critères :

Nous allons calculer λ_{moy} , l'écart type et le coefficient de variation pour chacun des 6 critères, en utilisant les formules suivantes pour chaque type de sol (sable, argile, multicouche). On regroupe les résultats dans les tableaux ci-dessous :

- λ_{moy}

$$\lambda_{moy} = \frac{\sum \lambda}{N}$$

- L'écart type

$$SD = \frac{\sqrt{\sum (\lambda - \lambda_{moy})^2 \dots + (\lambda - \lambda_{moy})^2}}{N - 1}$$

- Coefficient de variation

$$COV = \frac{SD}{\lambda_{moy}}$$

6.2.1. Sol Sableux

- a) Le critère 10% B

Tableau6.25 : Tableau des valeurs λ du critere 10%B.

Essaie	λ
PLT Blida1	0.94
PLT Blida2	1.04
PLT Blida3	0.60
Cas 97SD1(D/B=0)	1.02
Cas 97SD1(D/B=0.5)	0.94
Cas 97SD1(D/B=1)	1.11
Cas 95SD4	0.77
Cas 95SD4	0.49
Cas 95SD4	0.88
CAS 95SD5(D/B=0)	1.05
CAS 95SD5(D/B=0.5)	0.93
CAS 95SD5 (2)(D/B=1)	0.54
CAS 95SD5 (2)(D/B=0.25)	1.04
CAS 95SD5 (2)(D/B=0.5)	0.99
CAS 97SD1(2) (D/B=0.5)	0.89
CAS 97SD1(2) (D/B=0.5)	0.94
CAS 97SD1(2) (D/B=0.5)	0.84
λ moy	0.88
SD	0.05
COV	5.68%

b) Le critère Exponentiel

Tableau6.26 : Tableau des valeurs λ du critère exponentielle .

Essaie	λ
PLT Blida1	0.83
PLT Blida2	0.80
PLT Blida3	0.59
Cas 97SD1(D/B=0)	1.02
Cas 97SD1(D/B=0.5)	0.95
Cas 97SD1(D/B=1)	1.10
Cas 95SD4(B=0.30)	0.49
Cas 95SD4(B=0.61)	0.86
Cas 95SD4(B=1.21)	0.99
CAS 95SD5(D/B=0)	1.06
CAS 95SD5(D/B=0.5)	0.93

CAS 95SD5 (2)(D/B=1)	0.64
CAS 95SD5 (2)(D/B=0.25)	1.05
CAS 95SD5 (2)(D/B=0.5)	1.06
CAS 97SD1(2) (D/B=0.5)	0.89
CAS 97SD1(2) (D/B=0.5)	0.93
CAS 97SD1(2) (D/B=0.5)	0.84
λ moy	0.88
SD	0.04
COV	4.54%

c) Le critère Hyperbolique

Tableau6.27 : Tableau des valeurs λ du critère HYPER .

Essaie	λ
PLT Blida1	1.45
PLT Blida2	1.21
PLT Blida3	NA
Cas 97SD1(D/B=0)	1.51
Cas 97SD1(D/B=0.5)	1.37
Cas 97SD1(D/B=1)	1.72
Cas 95SD4(B=0.30)	0.53
Cas 95SD4(B=0.61)	1.42
Cas 95SD4(B=1.21)	1.20
CAS 95SD5(D/B=0)	1.33
CAS 95SD5(D/B=0.5)	1.13
CAS 95SD5 (2)(D/B=1)	1.81
CAS 95SD5 (2)(D/B=0.25)	1.12
CAS 95SD5 (2)(D/B=0.5)	1.57
CAS 97SD1(2) (D/B=0.5)	1.04
CAS 97SD1(2) (D/B=0.5)	1.24
CAS 97SD1(2) (D/B=0.5)	1.48
λ moy	1.32
SD	0.07
COV	5.30%

d) Le critère Logarithme

Tableau6.28 : Tableau des valeurs λ du critère logarithme .

Essaie	λ
PLT Blida1	0.39
PLT Blida2	NA
PLT Blida3	NA
Cas 97SD1(D/B=0)	0.60
Cas 97SD1(D/B=0.5)	0.40
Cas 97SD1(D/B=1)	0.93
Cas 95SD4(B=0.30)	NA
Cas 95SD4(B=0.61)	NA
Cas 95SD4(B=1.21)	NA
CAS 95SD5(D/B=0)	0.30
CAS 95SD5(D/B=0.5)	NA
CAS 95SD5 (2)(D/B=1)	NA
CAS 95SD5 (2)(D/B=0.25)	0.49
CAS 95SD5 (2)(D/B=0.5)	0.22
CAS 97SD1(2) (D/B=0.5)	NA
CAS 97SD1(2) (D/B=0.5)	NA
CAS 97SD1(2) (D/B=0.5)	NA
λ Moy	0.48
SD	0.09
COV	18.75%

e) Le critère Raideur sécante :

Tableau6.29 : Tableau des valeurs λ RAIDEUR .

Les Essai	λ
PLT Blida1	1.52
PLT Blida2	1.08
PLT Blida3	1.80
Cas 97SD1(D/B=0)	NA
Cas 97SD1(D/B=0.5)	1.47
Cas 97SD1(D/B=1)	0.09
Cas 95SD4(B=0.30)	NA
Cas 95SD4(B=0.61)	1.06
Cas 95SD4(B=1.21)	1.06

CAS 95SD5(D/B=0)	1.24
CAS 95SD5(D/B=0.5)	1.10
CAS 95SD5 (2)(D/B=1)	0.67
CAS 95SD5 (2)(D/B=0.25)	0.96
CAS 95SD5 (2)(D/B=0.5)	1.17
CAS 97SD1(2) (D/B=0.5)	1.30
CAS 97SD1(2) (D/B=0.5)	0.97
CAS 97SD1(2) (D/B=0.5)	0.87
λ Moy	1.09
SD	0.10
COV	9.17%

f) Le critère parabole rectangle

Tableau6.30 : Tableau des valeurs λ PARECT .

Essaie	λ
PLT Blida1	0.83
PLT Blida2	0.85
PLT Blida3	NA
Cas 97SD1(D/B=0)	0.94
Cas 97SD1(D/B=0.5)	0.88
Cas 97SD1(D/B=1)	1.04
Cas 95SD4(B=0.30)	0.46
Cas 95SD4(B=0.61)	0.76
Cas 95SD4(B=1.21)	0.96
CAS 95SD5(D/B=0)	0.96
CAS 95SD5(D/B=0.5)	0.88
CAS 95SD5 (2)(D/B=1)	1.32
CAS 95SD5 (2)(D/B=0.25)	1.31
CAS 95SD5 (2)(D/B=0.5)	0.95
CAS 97SD1(2) (D/B=0.5)	0.86
CAS 97SD1(2) (D/B=0.5)	0.89
CAS 97SD1(2) (D/B=0.5)	0.95
λ Moy	0.93
SD	0.05
COV	5.37%

6.2.2. Sol Argileux

a) Critère 10% B

Tableau6.31 : Tableau des valeurs λ Critère 10% B.

Essaie	λ
Belgrade site A	0.99
Belgrade site B	0.99
Belgrade site C	0.99
Belgrade site D	0.99
Belgrade site E	0.99
Texas	0.90
λ Moy	0.98
SD	0.02
COV	2.04%

b) Le critère Exponentiel

Tableau6.32 : Tableau des valeurs λ Le critère Exponentiel .

Essaie	λ
Belgrade site A	0.98
Belgrade site B	0.99
Belgrade site C	0.99
Belgrade site D	0.99
Belgrade site E	0.99
Texas	0.99
λ Moy	0.99
SD	0
COV	0%

c) Le critère Hyperbolique

Tableau6.33 : Tableau des valeurs λ HYPER.

Les Essais	λ
Belgrade site A	1.02
Belgrade site B	1.01
Belgrade site C	1.02
Belgrade site D	1.03
Belgrade site E	1.03
Texas	1.29

λ Moy	1.07
SD	0.05
COV	4.67%

d) Le critère Logarithmique

Tableau6.34 : Tableau des valeurs λ logarithme .

Les Essais	λ
Belgrade site A	NA
Belgrade site B	NA
Belgrade site C	NA
Belgrade site D	NA
Belgrade site E	NA
Texas	0.47
Moy λ	0.47
SD	0.00
COV	0%

e) Le critère Raideur sécante

Tableau6.35 : Tableau des valeurs λ RAIDEUR .

Essaie	λ
Belgrade site A	NA
Belgrade site B	NA
Belgrade site C	NA
Belgrade site D	NA
Belgrade site E	NA
Texas	1.39
Moy λ	1.39
SD	0.00
COV	0%

a) Le critère Parabole rectangle

Tableau6.36: Tableau des valeurs λ PARECT .

Essaie	λ
Belgrade site A	0.98
Belgrade site B	0.98
Belgrade site C	0.98
Belgrade site D	0.98
Belgrade site E	0.98
Texas	0.93
λ Moy	0.97
SD	0.01
COV	1%

6.2.3 Sol Multicouche

a) Critère 10%B

Tableau6.37 : Tableau des valeurs λ .

Essaie	λ
Londres	0.81
Italy	0.86
λ Moy	0.84
SD	0.04
COV	4.76%

b) Le critère Exponentiel

Tableau6.38 : Tableau des valeurs λ exponentiel .

Essaie	λ
Londres	0.81
Italy	NA
λ Moy	0.81
SD	0
COV	0%

c) Le critère Hyperbolique

Tableau6.39 : Tableau des valeurs λ .

Essaie	λ
Londres	1.37
Italy	0.81
λ Moy	1.09
SD	0.40
COV	36.69%

d) Le critère Logarithmique

Tableau6.40 : Tableau des valeurs λ .

Essaie	λ
Londres	NA
Italy	0.79
λ Moy	0.79
SD	0
COV	0%

e) Le critère Raideur sécante

Tableau6.41 : Tableau des valeurs λ RAIDEUR .

Essaie	λ
Londres	1.16
Italy	1.30
λ Moy	1.23
SD	0.10
COV	8.13%

f) Le critère Parabole rectangle

Tableau6.42 : Tableau des valeurs λ Parect.

Essaie	λ
Londres	0.82
Italy	1.22

λ Moy	1.02
SD	0.28
COV	27.45%

6.3 Synthèses des résultats d'étude statique selon la nature du sol

6.3.1 Sable

On regroupe ci-après les résultats de l'analyse de λ dans le sable.

Tableau6.43 : les résultats de l'étude statistique dans un sol sableux.

Les critères	$\lambda^{moyenne}$	Écart type	COV(%)
10%	0.88	0.05	5.68
Exponentielle	0.88	0.04	4.45
Hyperbolique	1.32	0.07	5.30
Logarithme	0.48	0.09	18.75
Raideur sécante	1.09	0.10	9.17
PARECT	0.93	0.05	5.37

Nous avons classé le meilleur critère par exactitude (voir tableau 6.44) et par précisions, (voir tableau 6.45). Leur somme nous donne le meilleur critère à appliquer.

- Le classement par exactitude : classer les valeurs de λ Moyenne selon la valeur la plus proche de 1.
- Le classement par précision : classer les valeurs de COV (%) de 0% a 100%.

Tableau6.44 : classement par exactitude.

Les critères	$\lambda^{moyenne}$	Classement
10%	0.88	3
Exponentielle	0.88	3
Hyperbolique	1.32	4
Logarithme	0.48	5
Raideur sécante	1.09	2
PARECT	0.93	1

Tableau6.45 : Classement par précision.

Les critères	COV(%)	Classement
10%	5.68	4
Exponentielle	4.45	1
Hyperbolique	5.30	2

Logarithme	18.75	6
Raideur sécante	9.17	5
PARECT	5.37	3

Nous classerons les critères selon la somme des classements (exactitude et précision), ce qui nous donne le tableau 6.46 :

Tableau 6.46 : Tableau finale de classement.

Les Critères	Classement exactitude	Classement Précision	Sommes des classement	Classement général
10%	3	4	7	3
Exponentielle	3	1	4	1
Hyperbolique	4	2	6	2
Logarithme	5	6	11	4
Raideur sécante	2	5	7	3
PARECT	1	3	4	1

Nous constatons pour un sol sableux les meilleurs critères à appliquer est : Les critères de l'exponentiel et PARECT

Sol Argileux

On regroupe ci-après les résultats obtenus après l'analyse de λ_{moy} , écart type et coefficient de variation.

Tableau 6.47 : les résultats de l'étude statique de λ dans un sol Argileux.

Les critères	$\lambda^{moyenne}$	Écart type	COV(%)
10%	0.98	0.02	2.04
Exponentielle	0.99	0	0
Hyperbolique	1.07	0.05	4.67
Logarithme	0.57	0	0
Raideur sécante	1.39	0	0
PARECT	0.97	0.01	1

Après avoir calculer λ et COV nous souhaitons classer les critères par exactitude (voir tableau 6.48) et par précision (voir tableau 6.49) et le classement générale (voir tableau 6.50).

Tableau6.48 : Classement par exactitude.

Les critères	$\lambda_{moyenne}$	Classement
10%	0.98	2
Exponentielle	0.99	1
Hyperbolique	1.07	4
Logarithme	0.57	6
Raideur sécante	1.39	5
PARECT	0.97	3

Tableau6.49 : Classement par précision.

Les critères	COV(%)	Classement
10%	2.04	2
Exponentielle	0	4
Hyperbolique	4.67	3
Logarithme	0	4
Raideur	0	4
PARECT	1	1

Tableau6.50 : Classement final.

Les critères	Classement exactitude	Classement Précisions	La somme	Classement générales
10%	2	2	4	1
exponentielle	1	4	5	2
Hyperbolique	4	3	7	3
Logarithme	6	4	10	5
Raideur sécante	5	4	9	4
PARECT	3	1	4	1

Nous constatons pour un sol argileux tous les critères 10%B et PARECT sont les meilleurs critères.

6.3.2 Sol Multicouche

Après avoir calculé λ_{moy} , l'écart type et coefficient de variation nous regroupons les résultats dans le tableau ci-après :

Tableau6.51: les résultats de l'étude statique de λ dans un sol multicouche.

Les critères	$\lambda^{moyenne}$	Écart type	COV(%)
10%	0.84	0.04	4.76
Exponentielle	0.81	0	0
Hyperbolique	1.09	0.40	36.69
Logarithme	0.79	0	0
Raideur sécante	1.23	0.10	8.13
PARECT	1.02	0.28	27.45

Pour obtenir le meilleur critère nous devons les classer selon exactitude (voir tableau6.52) et précision (voir tableau6.53) leur somme nous donne le classement générale (voir tableau 6.54).

Tableau6.52 : Classement par exactitude.

Les critères	$\lambda^{moyenne}$	Classement
10%	0.84	3
Exponentielle	0.81	4
Hyperbolique	1.09	2
Logarithme	0.79	5
Raideur sécante	1.23	6
PARECT	1.02	1

Tableau6.53 : Classement par précision.

Les critères	COV(%)	Classement
10%	4.76	1
Exponentielle	0	5
Hyperbolique	36.69	4
Logarithme	0	5
Raideur sécante	8.13	2
PARECT	27.45	3

Tableau6.54 : Classement Final.

Les critères	Classement exactitude	Classement Précisions	La somme	Classement générales
10%	3	1	4	1
exponentielle	4	5	9	4
Hyperbolique	2	4	6	2
Logarithme	5	5	10	5
Raideur sécante	6	2	8	3
PARECT	1	3	4	1

Nous constatons pour un sol multicouche le meilleur critère à appliquer sont les critères 10%B et PARECT.

6.4 Conclusion :

La diversité des critères de capacité portante nous a aidé à déterminer le critère le plus fiable pour l'estimation de la capacité portante à partir d'un essai de chargement de fondation superficielle.

Dans le sable, selon les résultats obtenus les critères de PARECT et l'exponentiel sont les meilleures en termes de précision et d'exactitude.

Dans l'argile selon les résultats obtenus les critères de 10%B et PARECT sont les meilleures en termes de précision et d'exactitude.

Dans un sol multicouche, selon les résultats obtenus, les critères 10%B et PARECT sont les meilleurs en terme de précision et d'exactitude.

Chapitre 07 :

Comparaison des méthodes de calcul capacité portante

7.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons comparer les capacités portantes obtenues par calcul à partir des essais de pénétration dynamique (DPT), et d'essai pressiométrique (PMT). Les essais DPT et PMT sont largement utilisés dans le domaine de la géotechnique pour évaluer la résistance des sols et déterminer la capacité portante des fondations.

a. Méthode pressiométrique (PMT) :

Tableau 7.1 : Tableau de comparaison de q_l calculé et q_l critère

site	q_l (KPa)	q_l critère (KPa)
PLT Blida1	2234	875.26
PLT Blida2	2234	889.35
PLT Blida3	2234	574.70

Pour comparer la capacité portante obtenue par les essais de PMT avec les critères de capacité portante (q_l) obtenus on a calculé un rapport de performance. Ce rapport permet de déterminer si la capacité portante mesurée par les méthodes de calcul sont supérieures, égale ou inférieure à la capacité portante prévue par le meilleur critère.

Site PLT Blida1 :

- Capacité portante obtenue par essai (q_l essai) : 2234 kPa
- Capacité portante selon le critère (q_l critère) : 875.26 kPa
- Rapport de performance : q_l essai / q_l critère = $2234 / 943.748 \approx 2.55$ Le rapport de performance est supérieur à 1, ce qui indique que la capacité portante mesurée par l'essai est environ 2.55 fois supérieure à la capacité portante prévue par les critères.

Site PLT Blida 2 :

- Capacité portante obtenue par essai (q_l essai) : 2234 kPa
- Capacité portante selon le critère (q_l critère) : 889.29 kPa
- Rapport de performance : q_l essai / q_l critère = $2234 / 889.29 \approx 2.51$ Le rapport de performance est supérieur à 1, ce qui indique que la capacité

portante mesurée par l'essai est environ 2.51 fois supérieure à la capacité portante prévue par les critères.

Site PLT Blida 3 :

- Capacité portante obtenue par essai (q_l essai) : 2234 kPa
- Capacité portante selon le critère (q_l critère) : 574.70 kPa
- Rapport de performance : q_l essai / q_l critère = $2234 / 574.70 \approx 3.88$ Le rapport de performance est supérieur à 1, ce qui indique que la capacité portante mesurée par l'essai est environ 3.88 fois supérieure à la capacité portante prévue par les critères.

On constate que la capacité portante obtenue par l'essai PMT est toujours supérieure à la capacité portante prévue par le critère. Cela peut être dû à divers facteurs tels que la variabilité des propriétés du sol ou des incertitudes associées aux critères de capacité portante utilisés.

b. Pénétration dynamique (DPT) :

Tableau 7.2: Tableau de comparaison de q_l calculé et q_l critère

site	q_l (KPa)	q_l (critère)	q_l (DPT) / q_l (critère)
PLT Blida1	1795	875.26	2.05
PLT Blida2	1795	889.35	2.01
PLT Blida3	1795	574.70	3.12

7.2 Conclusion :

En conclusion, la comparaison des capacités portantes obtenues par les essais PMT et DPT avec le meilleur critère a révélé des résultats significatifs. Dans la plupart des cas étudiés, les capacités portantes mesurées par les essais étaient supérieures à celles prédites par le meilleur critère. Cela peut être dû à plusieurs facteurs, tels que la variabilité des propriétés du sol, les incertitudes associées aux critères de capacité portante utilisés et les différences entre les conditions de terrain réelles et les hypothèses faites dans les critères.

Chapitre 08 :

Comparaison des méthodes de calcul du tassement

8.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous avons étudié la comparaison des méthodes de calcul du tassement en utilisant la raideur verticale initiale calculée de la fondation K_{v0Cal} et raideur verticale initiale de la fondation Critère 10%B K_{v0EXP} . Le tassement est un phénomène géotechnique important à considérer lors de la conception des fondations, car il peut influencer la stabilité et la performance de l'ouvrage.

8.2 Etude de sol sableux

On lance le calcul pour une charge égale à 10% de la capacité portante qu'on estime comme étant faible ce qui permettent d'appliquer la méthode de calcul du tassement.

a. Méthode PMT :

Tableau 8.1 : Tableau de comparaison

Essai	$q_{EXP}(KPa)$	$10\%q_{l \text{ exp}}$	K_{v0EXP}	K_{v0Cal}
PLT01	943.75	94.37	49.86	33.136
PLT02	1025.99	102.60	94.44	36.12
PLT03	576.69	57.67	4.90	202.48

Telle que :

$$K_{v0}^{cal} = \frac{q}{s}$$

Avec :

S : Tassement calculé par la méthode de PMT (voir chapitre 05)

q : $q_l / 10$

Pour la comparer des méthodes de calcul du tassement, en utilisant la raideur verticale initiale calculée de la fondation K_{v0}^{cal} et la raideur verticale initiale de la fondation donnée par le programme PARECT, on a calculé un rapport de performance. Ce rapport permet de déterminer si K_{v0}^{cal} est supérieures, égale ou inférieure à K_{v0EXP} .

➤ PLT 01 :

Rapport de performance : $K_{v0}^{exp} / K_{v0}^{cal} = 49.86 / 33.13 \approx 1.50$ Le rapport de performance est supérieur à 1, ce qui indique que K_{v0EXP} est supérieure environ 1.50 fois à K_{v0Cal}

➤ PLT 02 :

Rapport de performance : $K_{V0}^{exp} / K_{V0}^{cal} = 94.44 / 36.12 \approx 2.61$ Le rapport de performance est supérieur à 1, ce qui indique que K_{V0EXP} est supérieure environ 2.61 fois à K_{V0Cal} .

➤ PLT 03 :

Rapport de performance : $K_{V0}^{exp} / K_{V0}^{cal} = 4.90 / 36.12 \approx 0.13$ Le rapport de performance est inférieure à 1, ce qui indique que K_{V0EXP} est inférieure environ 0.13 fois à K_{V0Cal} .

8.3 Conclusion :

Après le calcul du tassement en utilisant la raideur verticale initiale calculée de la fondation K_{V0Cal} , et raideur verticale initiale de la fondation donnée par PARECT, On a obtenu un rapport de performance supérieur à 1, ce qui signifie que la raideur verticale expérimentée grande que la raideur verticale calculée.

Ainsi, quand $v_0^{exp} > K_{V0Cal}$, le tassement calcule v_0^{cal} est plus grande que le tassement mesure K_{V0}^{exp} .

$$K_{V0}^{exp} = \frac{q}{v_0^{exp}} > K_{V0}^{cal} = \frac{q}{v_0^{cal}}$$

$$v_0^{cal} > v_0^{exp}$$

La méthode de calcul (PMT) nous donne ainsi un tassement plus grande que le tassement réel. On est donc du côté de la sécurité.

Conclusions et recommandations pratiques

Conclusion et Recommandation

Les essais de chargement à la plaque offrent plusieurs avantages, notamment la possibilité de calculer le coefficient de réaction de Westergaard, d'estimer la capacité portante du sol, de prédire le tassement pour une charge donnée, ainsi que de déterminer le module sous chargement statique à la plaque. Celui-ci est crucial pour les infrastructures routières, ferroviaires et aéroportuaires.

Dans les deux premiers chapitres, nous avons présenté une compilation des essais de chargement de fondation et des essais à la plaque, avec des fiches techniques détaillant les sites et les fondations. Les critères de capacité portante sont appliqués à ces essais, et les résultats obtenus seront synthétisés dans le chapitre 6 pour classer ces critères et recommander leur utilisation dans un projet.

Dans le troisième et le quatrième chapitre nous parlerons des essais in-situ permettant de prendre en compte les conditions réelles du sol dans son environnement. Dans ces chapitres, une évaluation de la capacité portante est réalisée à l'aide d'essais in-situ, en mettant l'accent sur les essais de pénétration statique (CPT), de pénétration dynamique (DPT) et l'essai pressiométrique (PMT). La méthode PMT de Ménard est appliquée pour calculer le tassement dans le sable, tandis que pour les autres essais de chargement, les méthodes de calcul du tassement ne sont pas applicables ou les données d'essais in-situ ne sont pas disponibles.

Ensuite, dans le sixième chapitre nous montrons la diversité des critères de capacité portante qui aident à déterminer le critère le plus fiable pour estimer la capacité portante à partir d'un essai de chargement de fondation superficielle. Dans le sable, les résultats indiquent que les critères "10%B" et "exponentiel" offrent la meilleure précision et exactitude. Pour l'argile, tous les critères sont applicables en termes de précision et d'exactitude. Dans un sol multicouche, le critère exponentiel est le plus précis et précis.

Enfin, nous soulignons que les deux derniers chapitres montrent l'objectif de ce présent mémoire. Après le calcul du tassement en utilisant la raideur verticale initiale de la fondation $K_{v0}Cal$ et la raideur verticale initiale de la fondation selon le critère "10%B" $K_{v0}EXP$, un rapport de performance supérieur à 1 est obtenu, ce qui indique que la raideur verticale expérimentée est 1,72 fois plus grande que la raideur verticale calculée. Cela souligne la

nécessité de revoir les valeurs et les méthodes de calcul afin de se rapprocher de la réalité et de ne pas limiter les charges appliquées.

En conclusion, la comparaison des capacités portantes mesurées par les essais PMT, CPT et DPT avec le meilleur critère révèle des résultats significatifs. Dans la plupart des cas, les capacités portantes mesurées étaient supérieures à celles prédites par le meilleur critère, en raison de la variabilité des propriétés du sol, des incertitudes associées aux critères de capacité portante utilisés et des différences entre les conditions réelles du terrain et les hypothèses formulées dans les critères.

Après avoir effectué une étude statistique des rapports de capacité portante et des paramètres statistiques pour chaque critère, il est observé, selon le classement général, que dans le cas vertical ou axial, les critères de capacité portante se présentent comme suit :

- ❖ Les critères Van der veen et PARECT sont les meilleurs critères dans le sable.
- ❖ Dans un sol argileux les critères 10%B et PARECT sont les meilleurs.
- ❖ Le critère 10%B et PARECT sont les meilleurs critères dans un sol multicouche.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Das, B. M., & Sivakugan, N. (2018). *Principles of foundation engineering*. Cengage learning.
- [2] BOUAFIA, ALI. « Conception et Calcul des ouvrages géotechniques », (2018), pages, Algérie.
- [3] Cours de Fondation mdm. Toumi 2020/2021 ».
- [4] BOUAFIA, ALI. « Conception et Calcul des ouvrages géotechniques », (2010).Ed, pages blues, Algérie.
- [5] [Portance des plates-formes Partie 1 Module sous chargement statique à la plaque (EV2), NF P 94-117-1 Avril 2000]
- [6] Essai de chargement BLIDA «KERATERRA Ground Engineering Office».
- [7] [Le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction LNHC]
- [8] [Portance des plates-formes Partie 2 Module sous chargement dynamique, NF P 94-117-2 Octobre 2004]
- [9]https://www.solor.be/solor-essai-a-la-plaque-sol-en-belgique.html?fbclid=IwAR0Kau6H8ywc2jlcmlQqG0MduZfFsDPIHapNyXRFNN_sRM_eV0_8C-i58pR8 [société belge qui réalise essai à la plaque Westergaard]
- [10] [Portance des plates-formes Partie 3 Coefficient de réaction de WESTERGAARD sous chargement statique d'une plaque].
- [11] BOUAFIA, ALI [Polycopie Fonction et Programme PARECT 24/04/2020].
- [12] [mémoire Cas d'étude, « calcul de la portance des fondation superficiels, Dirigé par Dr. BELKACEMI SOUAD ING. SLIM KERKAR, (2021)]
- [13] Lutenege, A. J., & Adams, M. T. (1998, March). Bearing capacity of footings on compacted sand. In *Proceedings of the 4th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering* (Vol. 1216, p. 1224).
- [14] Milovic, S. D., Ozden, Z. S., & Chow, G. S. (1998). Calculated and Observed Settlements of Multistory Building Founded on Loess.

- [15] D'Elia, B., & Grisolia, M. (1974). On the behaviour of a partially floating foundation on normally consolidated silty clays. In *Proc. conference on settlement of structures, Cambridge* (pp. 91-98).
- [16] Eslami et Gholami . (2006) .Essai de chargement sur un site Argileux.
- [17] Garga, V. K., & Quin, J. T. (1974). An investigation on settlements of direct foundations on sand. *Settlement of Structures*, 22-36.
- [18] Levy, J. F., & Morton, K. (1974). Loading tests and settlement observations on granular soils. In *Conf. settlement of structures. Cambridge* (pp. 43-52).
- [19] Vefling, G. (1974). Settlements of three heavy sugar silos in Italy.'. In *Conference on settlement of structures, Cambridge* (pp. 132-138).
- [20] Jardine, R. J., Lehane, B. M., Smith, P. R., & Gildea, P. A. (1993). Bearing capacity and load-displacement behavior of rigid pads on soft, sensitive, clay. In *Proc. Third. Int. Conf. on Case Hist. in Geotech. Engrg* (pp. 161-167).
- [21] Breth, H., & Chambosse, G. (1974, April). Settlement distribution in the subsoil underneath a nuclear reactor. In *Proceedings of symp. Settlement of Structures, Cambridge*.

LES ANNEXES

Fiche No. : 01

1. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Titre du document : Essai de chargement effectuer à Blida

Auteur : /

Année : /

2. PROJET :

Pays : Algérie

Localisation : AVE sidahmed

Zitouni_Blida

Ouvrage : Lotissement des villas

Date de l'essai : 27/07/2020

Organisme réalisant l'essai : KERATERRA

Ground Engineering

3. CARACTÉRISTIQUES GÉOTECHNIQUES DU SITE :

Nombre de couches formant le terrain : **Monocouche**

Description sommaire successive des couches (A : argile, S : sable, L : limon, M : marne, Sd : Grès,

Autre matériau : Nom complet, symboles à combiner s'il y'a un mélange)

Sable S

Le sol s'agit d'une couche de sable

Présence d'une nappe : Non

Profondeur /surface : /

Essai pressiométrique :

Nombre de sondages pressiométriques :

z(m)/T.N	2	3	4.5	6	7.5	9
P _r (kPa)	1.65	1.77	2.22	2.90	2.42	2.55
E _m (kPa)	102.41	163.37	107.96	80.56	81.27	87.53

4. FONDATION D'ESSAI :

Réf. Fondation dans le document : /

Forme de section : circulaire

Matériau du pieu :

Longueur L : /

Fiche D : 2.2m

Hauteur de fondation h :

/

Diamètre/Largeur B : 0.65m

Elancement D/B : 3.38 m

Mode de mise en place de la fondation :

Module d'élasticité du matériau E_p : /

5. ESSAI DE CHARGEMENT :

Chargement : à la plaque

Monocyclique : Non

Plusieurs cycles : Oui

Nombre : 9

Effort maximal appliqué : 843.803

Durée de chaque incrément d'effort :

15secondes

Courbe de chargement :

PLT1

q (kPa)	90.407	180.815	271.222	391.766	482.173	572.581	662.988	753.396	843.803
s (mm)	1.68	3.64	5.73	8.47	12.24	15.83	18.52	29.033	33.13

PLT2

q(kPa)	90.407	180.815	271.222	391.766	482.173	572.581	662.988	753.396	843.803
s(mm)	0.446	1.113	2.993	4.13	5.91	7.673	10.653	13.27	13.41

PLT3

q (kPa)	391.766	482.173	572.581	662.988	753.396
s (mm)	0.05	0.06	0.23	0.14	0.07

Tableau des résultats d'essais de laboratoire

Sondage carotté	St01	St02	St03	St04
z (m) /TN	3.2-3.5m	5.1-5.3m	4.7-5m	8-8.6m
γ_d	18	19		
γ_s	26	26	26	26
T(80 μm)%	87.01	70.98	23.77	86.88
ω_l %	30	27	31	28
ω_p %	22	21	23	22

Fiche No. : 02

1. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Titre du document : Bearing Capacity of Footings on Compacted Sand

Auteur : Alan J. Lutenegeger and Michael T. Adams

Année : 1998

2. PROJET :

Pays : **United state American**

Localisation : Turner

Fairbank High-vay de la route fédérale

Administration

Ouvrage :

Date de l'essai :

Organisme réalisant l'essai :

3. CARACTÉRISTIQUES GÉOTECHNIQUES DU SITE :

Nombre de couches formant le terrain :

Description sommaire successive des couches (A : argile, S : sable, L : limon, M : marne, Sd : Grès,

Autre matériau : Nom complet, symboles à combiner s'il y'a un mélange)

-Le sable utilisé pour les essais était un sable de mortier fin uniforme

Présence d'une nappe : Non

Profondeur /surface :

5. ESSAI DE CHARGEMENT :

Cas 97SD1 D/B=0

D/B (0											
q (kpa)	0	68.067	105.272	154.594	216.461	290.776	327.933	358.985	396.426	434.010	471.830	511.118
S (mm)	0	1.994	3.712	4.271	6.268	9.125	10.554	12.274	15.433	19.458	24.925	39.334

D/B=0.5

D/B	0.5											
q(kpa)	0	89.787	141.956	197.527	234.637	290.160	328.747	425.963	475.475	531.046	586.758	648.672
S(mm)	0	1.695	2.256	3.390	4.530	5.376	7.073	7.923	9.636	10.769	12.769	15.054
Q(kpa)	710.680	766.629	829.016	891.876	942.051	985.598						
S(mm)	17.916	21.357	26.527	34.581	40.332	43.201						

D/B=1

D/B	1											
q(kpa)	0	117.105	178.782	240.506	269.030	357.754	425.679	475.096	536.868	592.486	660.411	716.218
S (mm)	0	0.823	1.666	2.797	3.643	4.774	6.192	7.328	8.748	10.170	11.588	14.164
Q	784.238	846.151	970.357	1088.88	1213.89							
S mm	16.159	18.444	25.322	35.087	46.869							

Cas 95SD4 D/B=0

D/B (0											
q (kpa)	0	27.609	48.295	73.606	98.943	117.384	133.501	151.968	172.708	191.176	209.670	228.164
S (mm)	0	0.033	0.058	0.151	0.602	1.060	1.281	1.980	2.436	3.135	4.074	5.013
	249.009	267.794										
	6.430	10.013										
q(kpa)	0	16.274	53.130	76.130	96.988	117.754	140.845	168.587	198.458	212.682	238.309	261.717
S(mm)	0	1.422	2.099	3.033	3.729	4.425	5.359	6.767	8.425	10.560	13.654	17.472
Q(kpa)	287.847	309.749										
S(mm)	25.132	36.163										
q(kpa)	0	34.583	52.998	73.685	89.881	112.946	138.336	156.830	168.454	191.519	226.341	242.589
S (mm)	0	0.679	0.897	0.872	1.814	2.508	3.439	4.378	5.566	6.259	9.577	10.765
Q	263.487	277.517	286.896	315.007	345.469	376.116	409.115	437.622				
S mm	12.663	14.809	16.480	21.254	26.505	33.439	40.848	49.229				

CAS 95SD5 D/B

D/B (0											
q (kpa)	0	9.125	50.293	123.488	201.244	228.620	278.861	310.764	347.055	383.206	418.886	454.740
S (mm)	0	0.482	1.933	4.355	7.257	10.139	13.986	18.305	27.889	41.301	67.630	89.176

D/B=0.5

D/B	0.5											
q(kpa)	0	36.623	77.791	118.925	160.925	187.574	224.127	256.153	292.706	329.242	361.110	397.558
S(mm)	0	0.014	1.466	3.875	4.370	5.337	7.744	8.714	11.121	14.006	19.282	24.560
Q(kpa)	433.919	470.280	501.939	538.160	574.381	610.532						
S(mm)	32.230	39.900	50.917	62.415	73.913	87.324						

D/B=1

D/B	1											
q(kpa)	0	77.844	114.432	151.055	187.679	219.669	256.258	297.426	338.577	370.567	430.021	480.315
S (mm)	0	0.031	1.481	1.974	2.467	4.393	5.843	7.295	9.225	11.152	13.568	15.980
	526.011	576.269	626.510	667.609	717.797	781.656	836.355	895.564	959.353	1018.39	1077.58	
	18.870	22.239	26.087	29.452	34.735	41.938	49.137	58.251	67.367	81.267	90.859	

Cas 95D5 (D/B=0)

D/B (0											
q (kpa)	0	18.151	45.266	73.381	99.608	138.862	163.027	196.324	220.489	250.892	281.126	308.354
S (mm)	0	0.062	0.331	0.725	2.066	3.372	4.249	6.047	6.923	9.678	11.109	12.352
	329.682	357.135	396.841	436.547	470.804	507.956	542.326	580.156	614.640			
	14.659	17.879	22.994	28.092	37.946	46.956	56.647	72.232	83.982			

Fiche No. : 03

1. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Titre du document : Calculated and Observed Settlements of Multistory Building Founded on Loess

Auteur : Sasha D. Milovic, Zuhtu S.Ozden et George S.W.Chow

Année : 10 Mar 1998

2. PROJET :

Pays : **Serbie**

Localisation : Belgrade

Ouvrage : Bâtiment de 13 étages

Date de l'essai :

Organisme réalisant l'essai :

3. CARACTÉRISTIQUES GÉOTECHNIQUES DU SITE :

Nombre de couches formant le terrain :

Description sommaire successive des couches (A : argile, S : sable, L : limon, M : marne, Sd : Grès,

Autre matériau : Nom complet, symboles à combiner s'il y'a un mélange)

Sol homogène : AL

Présence d'une nappe : Non

Profondeur /surface : /

Essai de pénétration statique CPT :

CPT01 :

z(m)/T.N	0.306	0.50	0.83	1.41	2.219	3.86	4.54	5.80	6.27
q _c (KPa)	2627.99	1300.61	2102.58	1859.41	1419.05	3255.46	3255.46	1568.04	2216.93
z(m)/T.N	6.48	7.80							
q _c (KPa)	1737.19	1737.19							

z(m)/T.N	8.72	9.16	9.26	9.56	9.84	10.44	11.39	11.72	12.11	12.97
q _c (MPa)	3634.71	3175.14	3413.59	3172.30	3344.29	2079.27	2116.13	2439.94	1806.80	3213.88
z(m)/T.N	13.54	14.63								
q _c (MPa)	2666.42	5963.15								

CPT02 :

z(m)/T.N	0.306	0.50	0.83	1.41	2.22	3.86	4.54	5.80	6.27
q _c (KPa)	1016.26	604.788	77.459	881.352	984.355	711.886	728.895	1350.69	999.457
z(m)/T.N	6.48	7.80							
q _c (KPa)	824.339	1141.22							

z(m)/T.N	8.72	9.16	9.26	9.56	9.84	10.44	11.39	11.72	12.11	12.97
q _c (MPa)	1221.55	1892.48	2717.77	1998.32	1540	2166.21	1637.98	1548.5	1415.58	1713.88

Fiche No. : 04

1. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Titre du document : On the behaviour of a partially floating foundation on normally consolidated silty clays

Auteur : B. D'Elia M. Grisolia

Année :

2. PROJET :

Pays : Rome

Localisation : The Telespazio SPA

Ouvrage : Antenne

Date de l'essai : 1969

Organisme réalisant l'essai : /

3. CARACTÉRISTIQUES GÉOTECHNIQUES DU SITE :

Nombre de couches formant le terrain : **monocouche**

Description sommaire successive des couches (A : argile, S : sable, L : limon, M : marne, Sd : Grès,

Autre matériau : Nom complet, symboles à combiner s'il y'a un mélange)

Le sous-sol est constitué d'argile limoneuse lacustres homogènes n.c et molles

Présence d'une nappe : Oui

Profondeur /surface : 1.3

4. Essai de chargement :

Tableau. : courbe de chargement Point A

q (kPa)	55.8	62	62	62	62	62	62	62	62	62
s (mm)	20.3	27.51	32.12	34.47	37.59	38.13	39.47	42.64	47.73	56.3

Tableau : courbe de chargement Point B

q (kPa)	55.8	62	62	62	62	62	62	62	62	62
s (mm)	18.77	26.44	31.71	34.19	37.42	38.28	40.18	24.98	48.29	56.55

Tableau : courbe de chargement Point C

q (kPa)	55.8	62	62	62	62	62	62	62	62	62
s (mm)	19.51	27.09	32.27	34.9	38.08	39	40.91	43.62	48.45	56.78

Tableau : courbe de chargement Point D

q (kPa)	55.8	62	62	62	62	62	62	62	62	62
s (mm)	21.55	28.68	33.05	35.34	38.68	39.12	40.9	43.28	47.87	56.24

Tableau : courbe de chargement Point E

q (kPa)	55.8	62	62	62	62	62	62	62	62	62
s (mm)	21.89	28.8	32.71	34.86	38.1	39.33	39.96	42.49	47.24	55.81

Fiche No. : 05

1. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Titre du document : Etude de la capacité portante dans l'argile

Auteur : Eslami et Gholami

Année : 2006

2. PROJET :

Pays : les états unis

Localisation : Texas

Ouvrage : Fondation circulaire

Date de l'essai : 2006

Organisme réalisant l'essai : National

Geotechnical site

3. CARACTÉRISTIQUES GÉOTECHNIQUES DU SITE :

Nombre de couches formant le terrain : monocouche

Description sommaire successive des couches (A : argile, S : sable, L : limon, M : marne, Sd : Grès,

Autre matériau : Nom complet, symboles à combiner s'il y'a un mélange

Il s'agit d'un sol argileux (A)

Présence d'une nappe : Oui

Profondeur /surface : **2.1m**

Essai de pénétration statique CPT :

$z(m)/T.N$	0.30	0.36	0.44	0.50	0.65	0.75	0.80	0.95	1	1.05	1.15
q_c (MPa)	1.467	1.736	2.496	1.66	0.897	1.215	1.263	2.39	1.14	0.842	0.865

$z(m)/T.N$	1.20	1.30	1.45	1.60	1.78	1.9	2	2.12	2.18	2.21	2.25
q_c (MPa)	1.036	1.033	1.031	1.005	0.83	0.975	1.169	0.873	1.166	1.558	1.78

$z(m)/T.N$	2.33	2.44	2.50	2.6	2.71						
q_c (MPa)	1.588	3.69	2.732	2.165	2.017						

4. ESSAI DE CHARGEMENT :

Chargement : Monocyclique : Oui/Non

Plusieurs cycles : Oui

Nombre : 10 incrément

Effort maximal appliqué : 600KPA

Durée de chaque incrément d'effort :

Courbe de chargement :

q (kPa)	53.47	160.42	215.51	265.74	320.83	367.82	419.67	468.29	526.62	599.54
s (mm)	1.51	6.54	10.06	13.58	18.62	23.65	31.70	40.75	52.33	73.96

Fiche No. : 06

1. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Titre du document : An investigation on settlements of direct foundations on sand

Auteur : V.K. Ganga and J.T. Quin

Année :

2. PROJET :

Pays : **Brazil**

Localisation :

Ouvrage : Grand complexe d'aciérie

Date de l'essai :

Organisme réalisant l'essai :

3. CARACTÉRISTIQUES GÉOTECHNIQUES DU SITE :

Nombre de couches formant le terrain : **2 couche**

Description sommaire successive des couches (A : argile, S : sable, L : limon, M : marne, Sd : Grès,

Autre matériau : Nom complet, symboles à combiner s'il y'a un mélange)

Le sol est composé d'une couche de sable avec quelques graviers quartzitiques suivie d'une couche supérieure qui est composé de d'argile limoneuse ou sableuse

Présence d'une nappe : oui

Profondeur /surface : (12 ; 21)

Essai de pénétration statique CPT :

Nombre de sondages pénétrométriques :

Caractéristiques de l'appareil pénétrométrique :

Modèle : néerlandais standard

Effort max : 1.96MN

Vitesse :

Section

du cône : cm²

Espacement de 1.5 m

z(m)/T.N	0.19	0.38	0.58	0.79	1	1.18	1.38	1.58	1.77	2	2.1
q _c (MPa)	38.85	49.26	53.48	70	57.59	52.54	41.92	62.85	61.5	57.06	57.57

z(m)/T.N	2.3	2.6	2.8	3	3.2	3.4	3.6	3.8	4
q _c (MPa)	57.57	70	61.5	90	101.55	70	72.64	92.08	92.08

Espacement de 1 m

z(m)/T.N	0.19	0.39	0.77	1.17	1.37	1.5	1.7	2.1	2.36	2.5	2.7
q _c (MPa)	23.39	42.45	60	60	56.06	60	70	40.98	51.99	56.98	60

z(m)/T.N	3	3.2	3.5	3.6	3.8	4
q _c (MPa)	70	71.25	50	60	65.77	65.77

Fiche No. : 07

1. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Titre du document : Loading tests and settlement observations on granular soils

Auteur : J.F. Levy and K. Morton

Année :

2. PROJET :

Pays : Angleterre

Localisation :- University of Birmingham
- London Borough of Newham
- Poplar

Ouvrage :

- Arts & Commerce Building
- Stratford Bus Station
- Site K

Organisme réalisant l'essai : devisions de génie structurale du département d'architecteur du G.L.C/
Ove Arup et partners

3. CARACTÉRISTIQUES GÉOTECHNIQUES DU SITE :

Nombre de couches formant le terrain : 2 couches

Description sommaire successive des couches (A : argile, S : sable, L : limon, M : marne, Sd : Grès,

Autre matériau : Nom complet, symboles à combiner s'il y'a un mélange)

- Arts & Commerce Building se site contient du Sable brun rouge dense et Gravier dense avec un peu de sableet une couche sable très dense
- Stratford Bus Station contient du gravier sableux dense et une couche d'argile limoneuse grise raide et sable fin très dense
- Site K /

Présence d'une nappe : Oui Profondeur /surface :

- Site 1 d'une profondeur 11m
- Site 2 d'une profondeur 3m

4. ESSAI DE CHARGEMENT :

Tableau : Courbe de chargement site 08

q (kPa)	14373.771	14951.885	19575.2	26514.742	32467.085	35467.085
s (mm)	2.229	2.904	3.972	6.385	8.515	12

Fiche No. : 08

1. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Titre du document : Settlements of three heavy sugar silos In Italy

Auteur : G. Vifling

Année :

2. PROJET :

Pays : Italy

Localisation : Russi and Molinella

Ouvrage : Sugar silos

Date de l'essai :

Organisme réalisant l'essai :

3. CARACTÉRISTIQUES GÉOTECHNIQUES DU SITE :

Nombre de couches formant le terrain : **10 couches**

Profondeur (m)	Type de sol
0-8	AL
8-23	S
23-30	A et L
30-32	S
32-34	A et L
34-36	S
36-38	A et L
38-39	S
39-42	A et L
42-47	S

4. ESSAI DE CHARGEMENT :

Courbe de chargement :

q (kPa)	1461670	2461760	3538780	4308080	4461940
s (mm)	21.556	41.316	71.135	121.634	150.279

Tableau des résultats d'essais de laboratoire

z (m) /TN	0-8	8-13	13-32	32-34	34-45	45-48	48-49	49-56	56-57	57-71
ω %	32-40	25-33	23-47	22-25	25-35	22-30	22	20-43	38	19-53
ω_l %	35-55	31-67	32-89	40-53	30-98	32-71	32	29-82	72	40-97
ω_p %	19-35	18-26	17-29	17-20	19-29	17-23	17	19-27	25	22-30
C_u (kPa)	40	55	60	75	86	90	90	140	180	180

Fiche No. : 9

1. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Titre du document : Bearing Capacity and Load-Displacement Behavior of Rigid Pads on Soft, Sensitive, Clay

Auteur : R. J. Jardine , B. M. Lehane, P. R. Smith and P. A. Gildea

Année :

2. PROJET :

Pays : **Royaume-Uni**

Localisation : Bothkennar

Ouvrage : Pieux carrés

Date de l'essai :

Organisme réalisant l'essai : **le site national britannique de recherche sur l'argile molles**

3. CARACTÉRISTIQUES GÉOTECHNIQUES DU SITE :

Nombre de couches formant le terrain : 4 couche

Description sommaire successive des couches (A : argile, S : sable, L : limon, M : marne, Sd : Grès,

Autre matériau : Nom complet, symboles à combiner s'il y'a un mélange

- *La première couche : croûte d'argile et de limon altéré (A.L)*
- *La deuxième couche : couche coquillière*
- *La troisième couche : limoneux argileux (L.A)*
- *La quatrième couche : Argile noire (A)*

Présence d'une nappe : Oui

Profondeur /surface : /

Fiche No. : 10

1. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Titre du document : Settlement distribution in the subsoil underneath a nuclear reactor

Auteur : H.Breth and G.Chambosse

Année : 1974

2. PROJET :

Pays : Allemagne

Localisation : Rhine in Biblis

Ouvrage : réacteur nucléaire

Date de l'essai :

Organisme réalisant l'essai :

3. CARACTÉRISTIQUES GÉOTECHNIQUES DU SITE :

Nombre de couches formant le terrain : 3 couche

Description sommaire successive des couches (A : argile, S : sable, L : limon, M : marne, Sd : Grès,

Autre matériau : Nom complet, symboles à combiner s'il y'a un mélange)

Le sous sol constitue de : Limon sableux (LS) et Argile sableuse

Présence d'une nappe : oui Profondeur 1.5 m

Remarques : dans la couche du limon proche de la surface la pression de pointe est faible et s'élève environ 10kg/cm² sous la couche du limon la pression en pointe augmente rapidement dans les graviers pour atteindre jusqu'à 300 kg/ cm² à partir d'une profondeur de 10m la pression mesuré dans le sable fin est 500kg/cm², à une profondeur de 45m la pression à augmenter jusqu'à 750kg/cm².

Essai de pénétration statique CPT :

z(m)/T.N	4.5	5	5.5	6	6.5	7	7.5	8	8.5	9	9.5
q _c (MPa)	221.96	207.34	195.85	198.13	186.63	185.77	184.96	202.31	221.29	240.21	266.72

z(m)/T.N	10	10.5	11	11.5	12	12.5	13	13.5	14	14.5	15
q _c (MPa)	321.77	348.59	293.08	281.64	350.46	339.27	350.35	374.08	394.47	393.76	394.06

Fiche No. : 11

1. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Titre du document : Settlement behaviour of a nuclear reactor

Auteur : H. Breath G.chamboss

Année :

2. PROJET :

Pays : **L'Allemagne**

Localisation : Gundremmingen

Ouvrage : réacteur nucléaire

Date de l'essai :

Organisme réalisant l'essai :

3. CARACTÉRISTIQUES GÉOTECHNIQUES DU SITE :

Nombre de couches formant le terrain : monocouche

Description sommaire successive des couches (A : argile, S : sable, L : limon, M : marne, Sd : Grès,

Autre matériau : Nom complet, symboles à combiner s'il y'a un mélange)

Le sont contient du gravier

Présence d'une nappe : Oui

Profondeur /surface : 2m



L'annexe des courbes de chargement



SOI SABLEUX

Figure1.1 : synthèse de l'essai prèssiométrique

Table 7 : Synthèse de l'essai prèssiométrique.

Prof	Côte topo	E_m	P_L	Cat. conventionnelles	E_m / P_L	Coeff rhéologie
[m]	[m]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[-]
-2,0	+98,48	102,41	1,65	Argiles et limons fermes Sables, graves moyennement compacts (Classe B)*	61,99	Sur-consolidé très serré
-3,0	+97,48	163,37	1,77		92,35	
-4,5	+95,98	107,96	2,22		48,57	
-6,0	+94,48	80,56	2,90		27,79	
-7,5	+92,98	81,27	2,42		33,53	
-9,0	+91,48	87,53	2,55		34,38	

* : Catégorie conventionnelle des sols.

Figure1.2 : Caractéristiques des essais de chargement

N°PLT	Côte du T.N*	Prof. De la fouille	Côte de l'essai*	Date de l'essai	Conditions météo
[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]
PLT1	+101,69	-1,4	+100,3	09/08/2020	Ensoleillé – Temp.38°
PLT2	+101,74	-1,8	+98,9	28/07/2020	Ensoleillé – Temp.38°
PLT3	+100,44	-1,5	+98,9	09/08/2020	Ensoleillé – Temp.38°

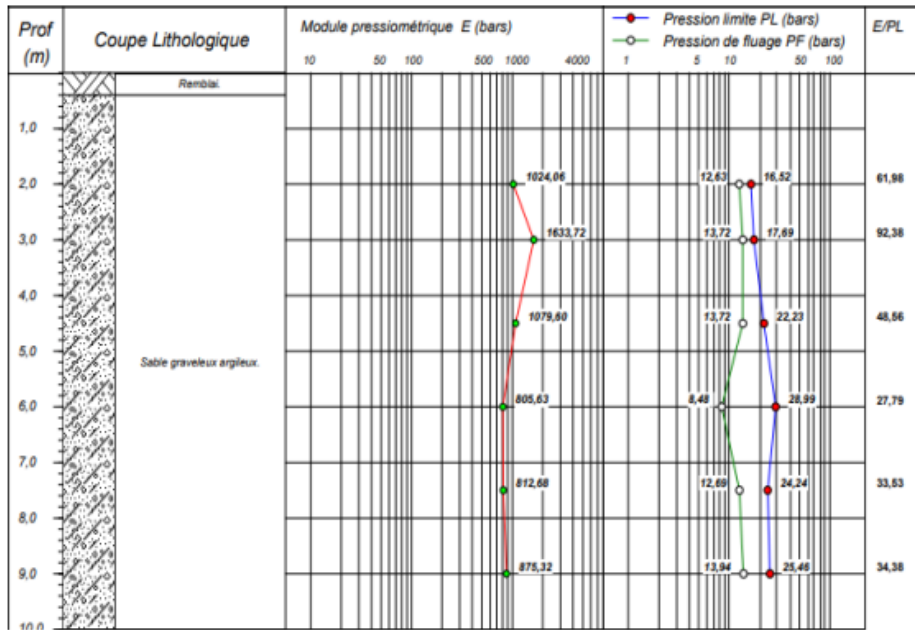


Figure 1.3 : Coupe lithologique du pressiométrie.

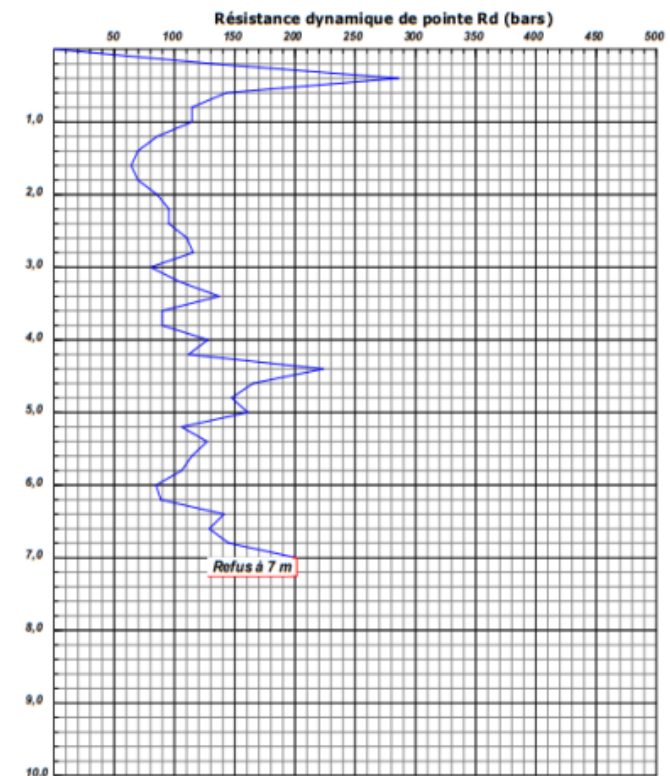


Figure 1.4 : Pénétragramme du Sondage n°SP01.

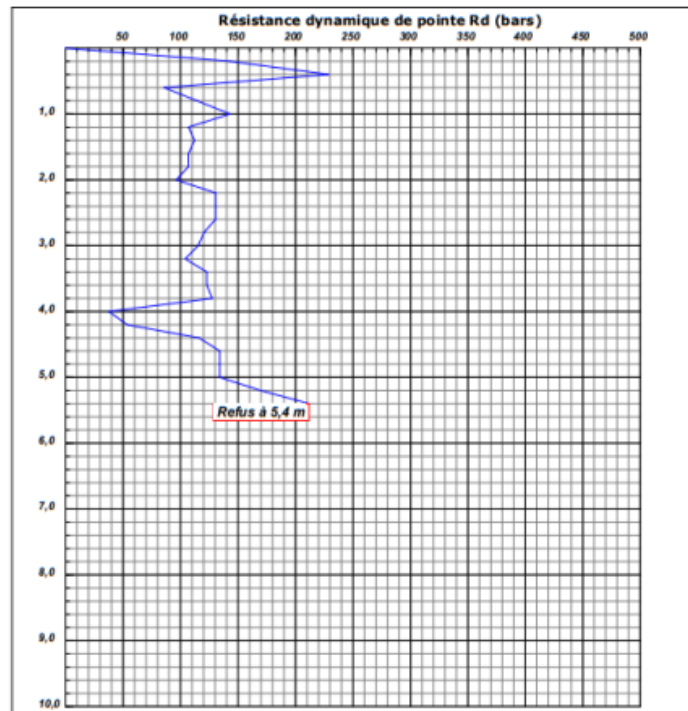


Figure 1.5 : Pénétrogramme du Sondage n°SP02.

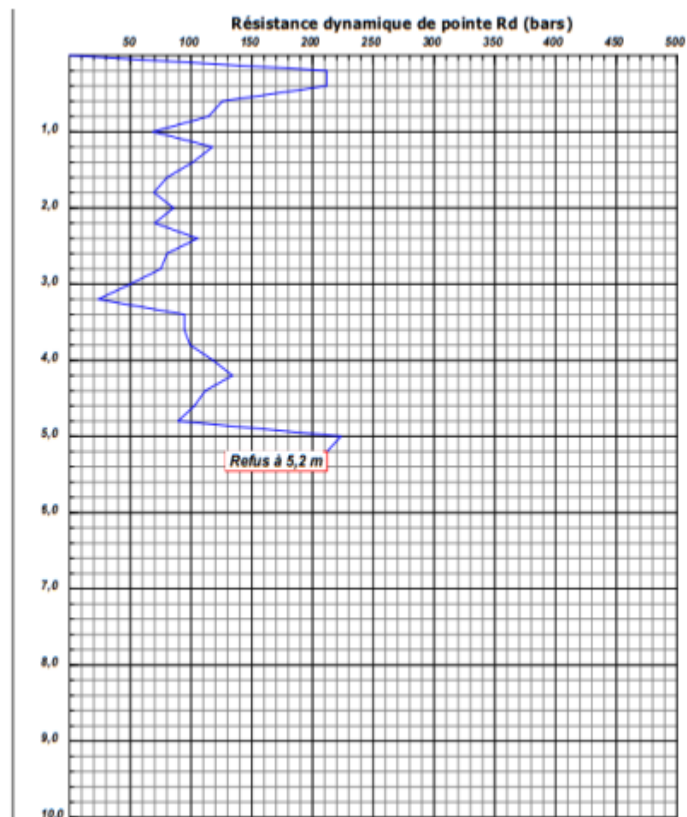


Figure 1.6 : Pénétrogramme du Sondage n°SP03.

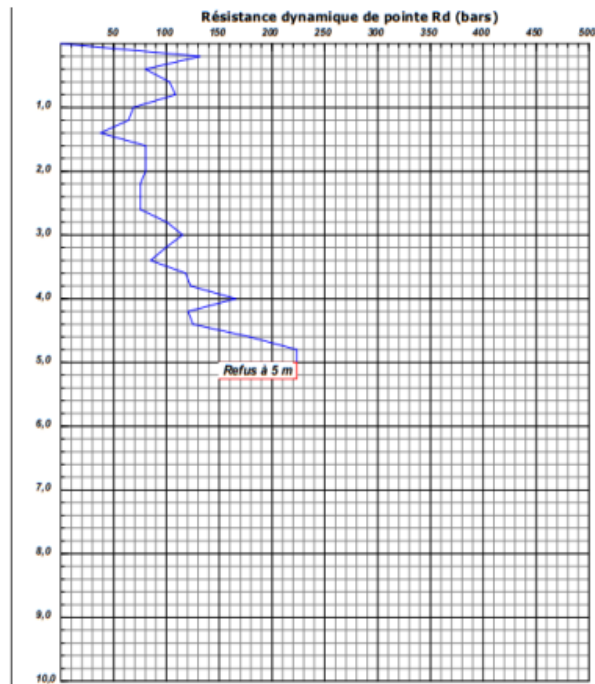


Figure 1.7 : Pénétrogramme du Sondage n°SP04.

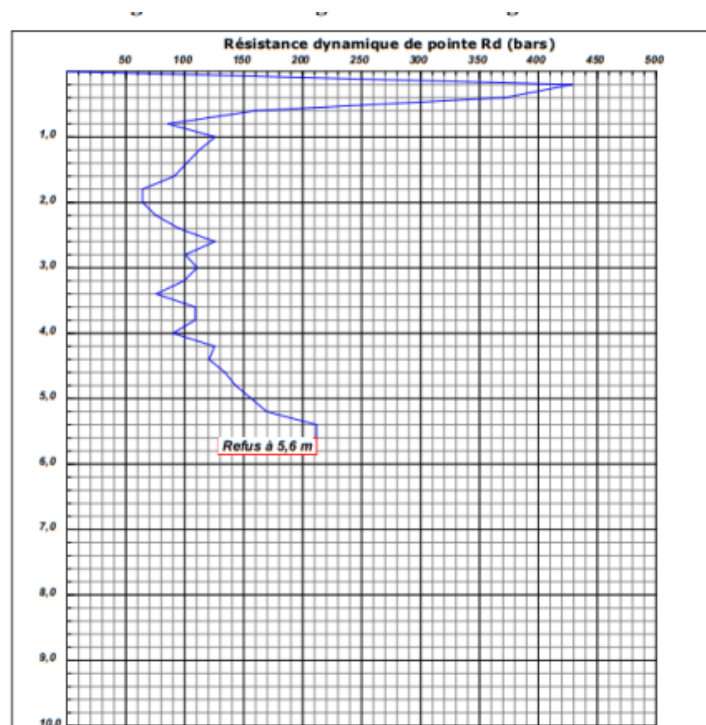


Figure 1.8: Pénétrogramme du Sondage n°SP05.

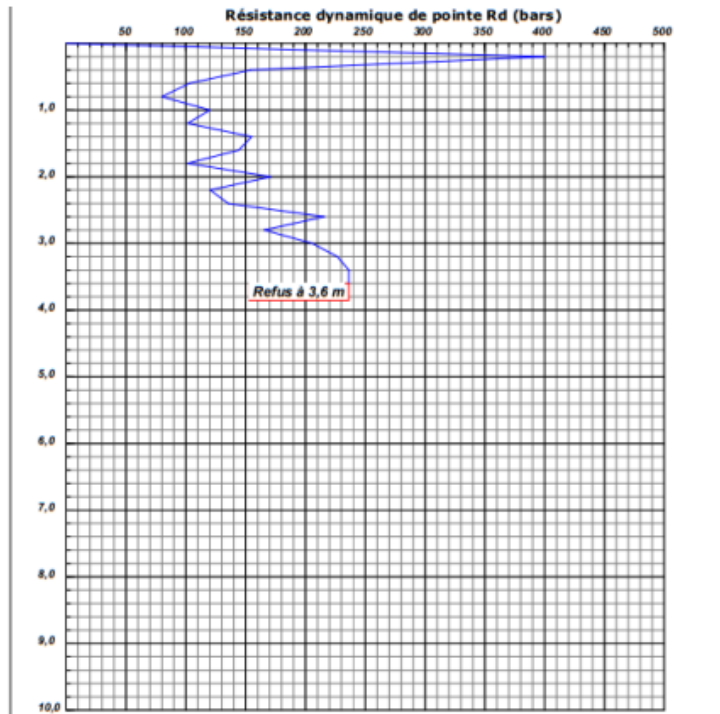


Figure 1.9 : Pénétrogramme du Sondage n°SP06.

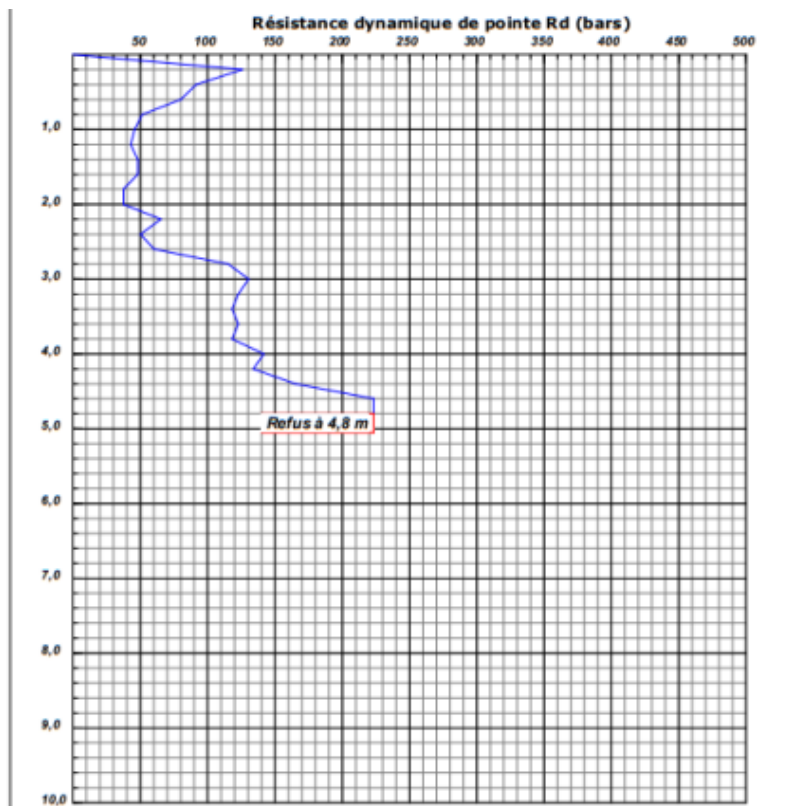


Figure 1.10 : Pénétrogramme du Sondage n°SP07.

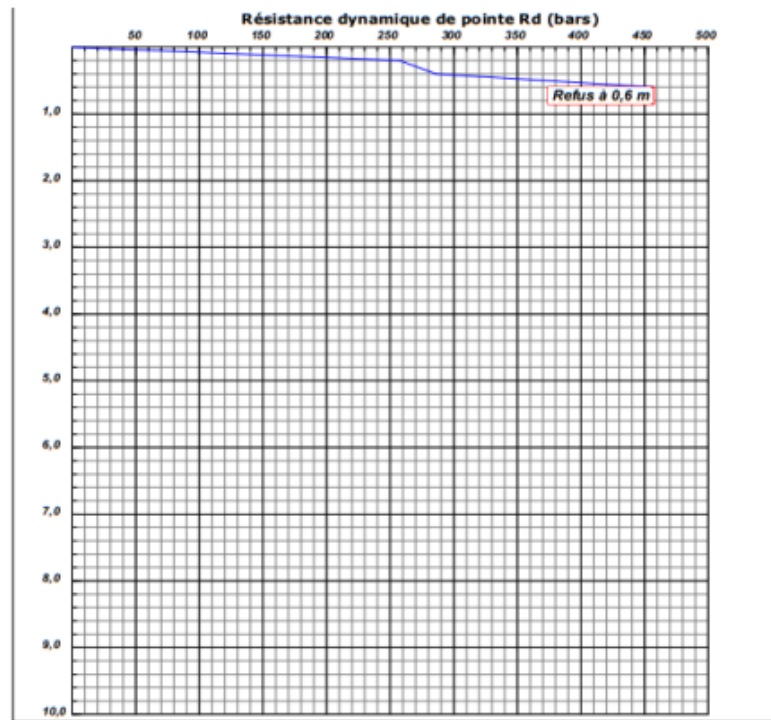


Figure 1.11: Pénétragramme du Sondage n°SP08.

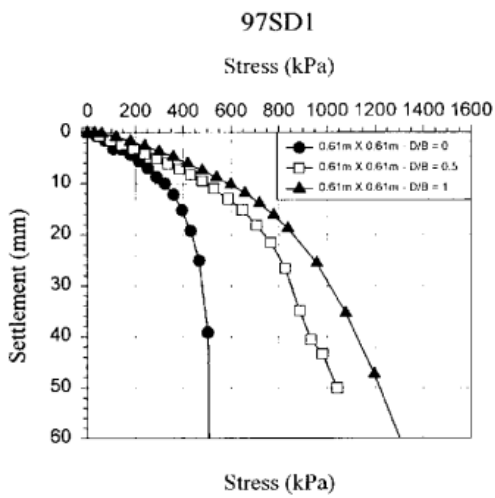


Figure 1.12 : Courbe de chargement site 02

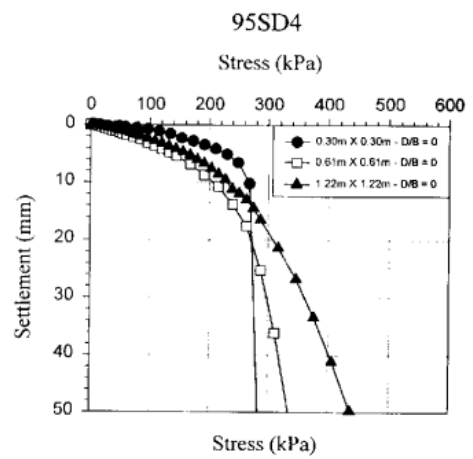


Figure 1.13 : Courbe de chargement site 02

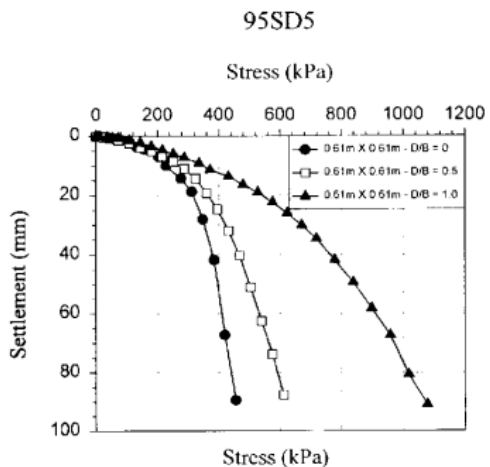


Figure 1.12 : Courbe de chargement site 02.

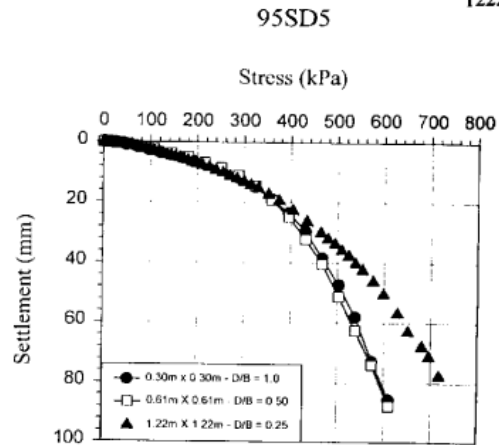


Figure 1.13 : Courbe de chargement site 02.

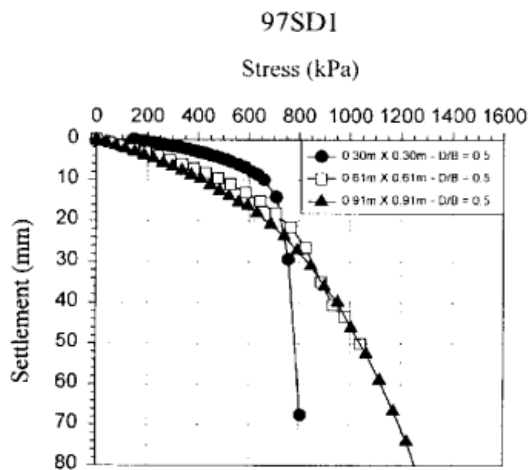


Figure 1.12 : Courbe de chargement site 02.

Sol ARGILEUX

Table 1. RESULTS OF SETTLEMENT OBSERVATIONS

Date	Percentage of total load	Settlement (mm)				
		A	B	C	D	E
28.7.1969	57	—	—	—	—	—
22.9.1969	90	20.30	18.77	19.51	21.55	21.89
5.11.1969	100	27.51	26.44	27.09	28.66	28.80
19.12.1969	100	32.12	31.71	32.27	33.05	32.71
28.1.1970	100	34.47	34.19	34.90	35.34	34.86
4.4.1970	100	37.59	37.42	38.08	38.68	38.10
13.5.1970	100	38.13	38.23	39.00	39.12	39.33
2.7.1970	100	39.74	40.18	40.91	40.90	39.96
10.10.1970	100	42.64	42.98	43.62	43.28	42.49
18.6.1971	100	47.73	48.29	48.45	47.87	47.24
21.1.1973	100	56.30	56.65	56.78	56.24	55.81

Figure 1.13 : Tableau qui représente les résultats de la Courbe de chargement site 04.

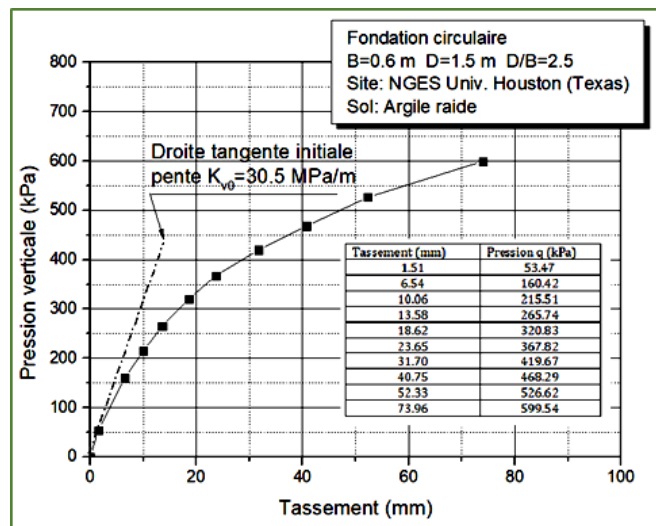


Figure 1.14 : Courbe de chargement de la fondation expérimentale dans l'argile site 05

Soil MULTICOUCHE

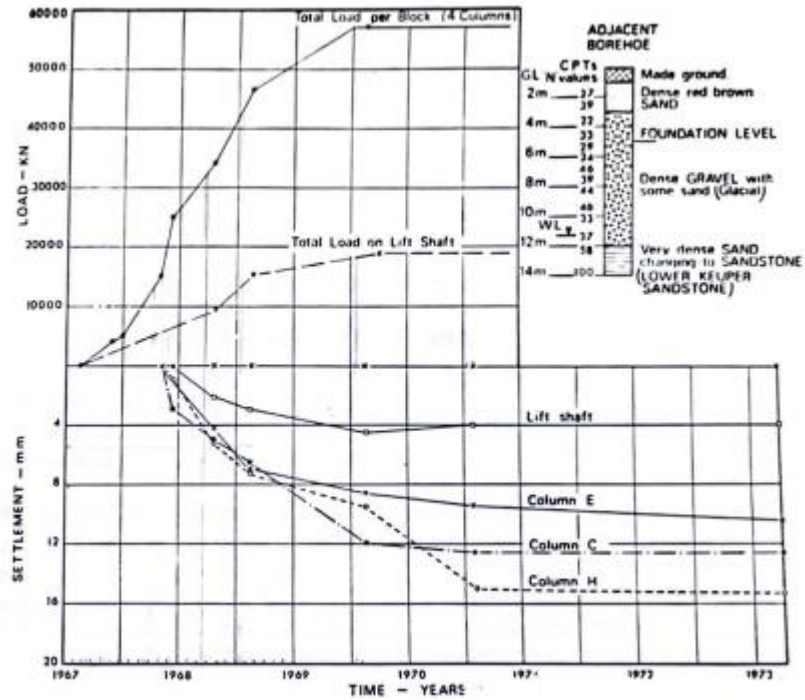


Figure 1.15 : Resultats de l'essai chargement di site 07.

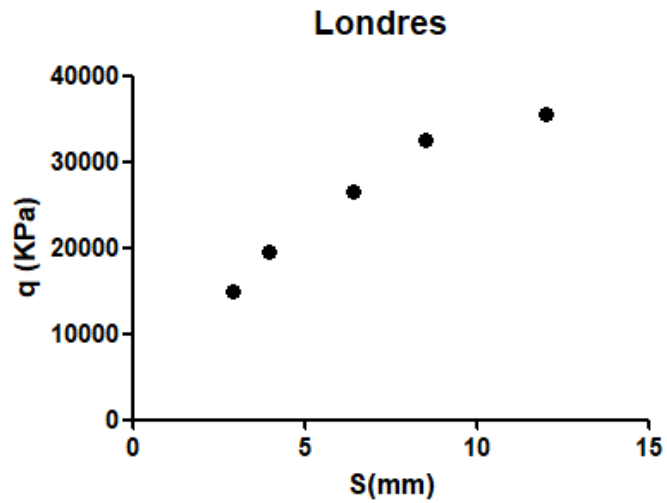


Figure 1.16 : Courbe de chargement site 07.

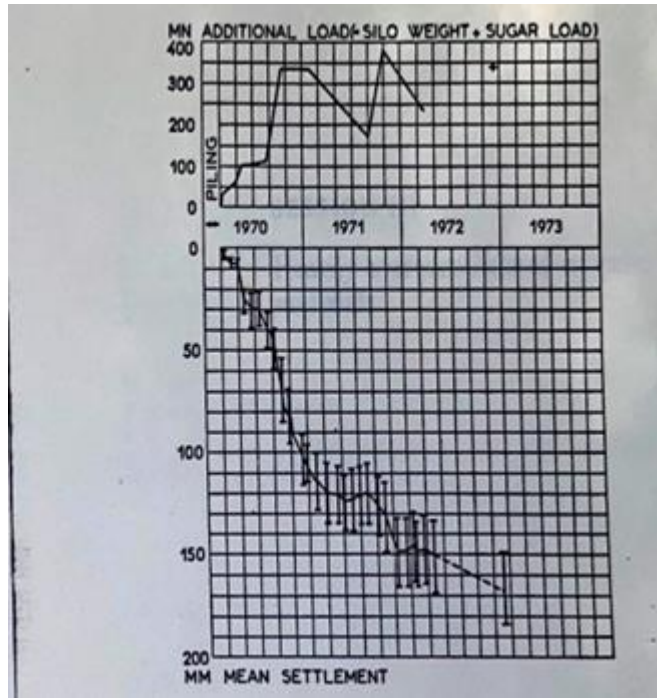


Figure 1.17 : Resultats de l'essai chargement di site 08.

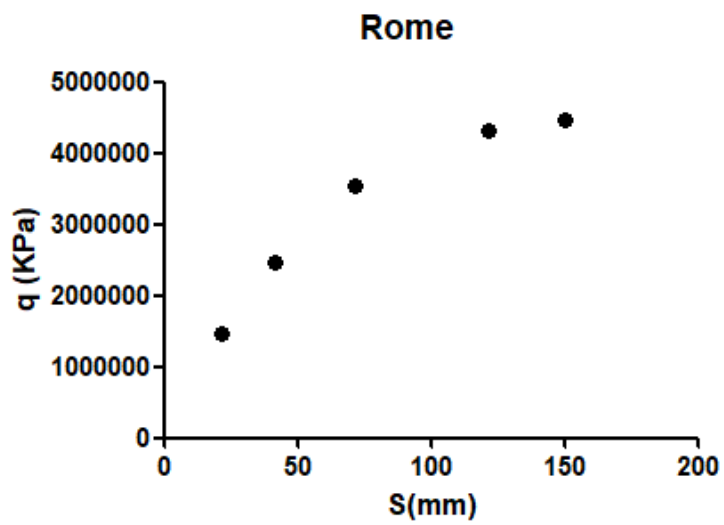


Figure 1.18 : Courbe de chargement site 08.