

UNIVERSITE SAAD DAHLEB - BLIDA

Faculté De Technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MAGISTER

Spécialité : CONSTRUCTION

Modélisation numérique de l'essai de pénétration statique en vue
de l'analyse du comportement des fondations superficielles

Par

BOUFRINA Tawfiq

Devant le jury composé de

K. GRINE	Maître de conférences, U. de Blida	Président
Dj. AMAR BOUZID	Maître de conférences, U. de Médea	Examineur
Z. ZITOUNI	Maître de conférences, U. de Blida	Examineur
A. BOUAFIA	Professeur, U. de Blida	Rapporteur

Blida, Octobre 2012

ملخص

قمنا في هذا العمل بإنشاء نموذج رقمي عن طريق المحاكات لجهاز البنترومتر باستعمال طريقة العناصر المتناهية و ذلك بتحليل مشكل إدخال أنبوب ذو قطر ضعيف عبر طبقات تربة طينية أو رملية خلال الانتقالات أو التشوهات الكبيرة (الطريقة اللاغرونجية) بالاستعانة بالبرنامج الجيو تقني كريسب 5.3 بهدف تحديد و قياس مقاومة الحد.

من جهة أخرى ، قمنا بدراسة معيارية سمحت لنا بحساب معامل المخروط N_k الذي مكنا من تحديد قيم لمعامل التحمل K_c الذي يهمننا لحساب قدرة تحمل الأساسات السطحية انطلاقا من مقاومة الحد q_c .

كلمات المفاتيح:

تجربة البنترومتر، التشوهات الكبيرة، الأساسات السطحية، معامل المخروط، معامل التحمل، قدرة التحمل، محاكات رقمية، عناصر متناهية.

Résumé

Une modélisation numérique par éléments finis de l'essai de pénétration statique (CPT) a été menée dans ce sujet de thèse en analysant le problème d'enfoncement en grands déplacements (méthode Lagrangienne) d'une pointe conique dans un massif élastoplastique argileux et sableux par le biais du logiciel CRISP V5.3 afin de déterminer la résistance en pointe pénétrométrique q_c .

En outre, une étude paramétrique a permis de déterminer le facteur du cône N_k et d'en déduire par la suite le facteur de portance K_c , utile pour évaluer la capacité portante des fondations superficielles à partir de la résistance en pointe.

Mots-clés : Essai CPT, grandes déformations, fondation superficielle, facteur de cône, facteur de portance, capacité portante, modélisation, éléments finis.

Abstract

A numerical modeling of cone penetration test (CPT) using finite element method (FEM) has been performed in this thesis by analyzing the problem of large displacement (updated Lagrangian method) of the tip into an elastic perfectly plastic soil (both clay and sand are discussed) by means of the numerical finite element code CRISP V5.3 in order to determine the tip resistance q_c .

In the other hand, a parametric study allowed us to determine the cone factor N_k and then find the bearing factor K_c useful for the evaluation of bearing capacity of shallow foundation.

Keywords: CPT, large deformation, shallow foundation, cone factor, bearing factor, bearing capacity, numerical modeling, finite element method.

Remerciements

A l'issue de ce travail, je suis heureux d'adresser mes très sincères remerciements à tous ceux qui ont contribué à son aboutissement.

Je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance à mon rapporteur le professeur Ali BOUAFIA, sans qui ce mémoire n'aurait jamais vu le jour. Pour ses précieux conseils, son aide scientifique, sa patience, et surtout sa confiance, disponible tout au long de mon cursus universitaire, ainsi que sa présence aux moments les plus critiques et intenses, qu'il en soit remercié.

Mes remerciements s'étendent aussi aux examinateurs, et aux professeurs de département de Génie Civil de l'université SAAD DAHLAB de BLIDA, pour l'évaluation de ma soutenance de thèse.

Je n'oublierai pas que ce travail n'aurait pas été possible sans la collaboration et l'aide de nombreuses personnes. Qu'ils comptent sur ma reconnaissance.

Merci à toute ma famille de leur soutien régulier et de leurs encouragements.

TABLE DES MATIERES

RESUME

REMERCIEMENTS

TABLE DES MATIERES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

LISTE DES SYMBOLES

INTRODUCTION-----	22
CHAPITRE 1:SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR L'ESSAI DE PENETRATION STATIQUE-----	24
1.1.Introduction-----	24
1.2. Les pénétromètres statiques-----	25
1.2.1. Les pénétromètres à cône mobile-----	25
1.2.1.1. Les pénétromètres hollandais-----	25
a)Pénétromètre gouda de 25 kN-----	26
b)Pénétromètre gouda de 100 kN-----	27
1.2.1.2. Le pénétromètre meurisse-----	29
1.2.1.3. Le pénétromètre solétanche-----	29
1.2.2. Les pénétromètres à cône fixe-----	30

1.2.2.1. Pénétrètres du laboratoire des Ponts et Chaussées de Saint-Brieuc-----	30
1.2.2.2. Pénétrètre Fugro-----	31
1.2.2.3. Pénétrètres Parez-----	31
1.2.2.4. Le pénétrètre Audina-----	32
1.2.2.5. Le pénétrètre C.E.B.T.P.-----	32
1.2.2.6. Le pénétrètre 18 T.E. FONDASOL-----	33
1.3. Réalisation de l'essai de pénétration statique-----	35
1.4. Facteurs pouvant influencer les résultats d'un essai de pénétration statique-----	38
1.4.1. Influence du diamètre des pointes-----	38
1.4.2. Influence de la forme des pointes-----	39
1.4.3. Influence des discontinuités dans la pénétration-----	40
1.4.4. Influence de la vitesse de pénétration-----	40
1.4.5. Influence de la pression interstitielle-----	42
1.5. Interprétation théorique-----	43
1.5.1. Cas des sables purement frottant-----	43
1.5.1.1. Théorie de l'Herminier-----	44
1.5.1.2. Méthode du professeur De Beer-----	45
1.5.1.3. Méthode de Bérézantsev-----	46
1.5.1.4. Méthode de Meyerhof-----	47
1.5.2. Cas des argiles purement cohérentes - expression de la cohésion-----	48
1.6. Mesure du frottement latéral-----	51
1.7. Méthodes empiriques-----	53
1.8. Méthodes semi-empiriques-----	53
1.9. Méthode des éléments finis-----	56
1.10. Rôle de l'essai de pénétration statique-----	59

1.10.1. Détermination du profil de sol et du type de sol-----	59
1.10.1.1. abaques non normalisés-----	59
1.10.1.2. abaques normalisés-----	60
1.10.2. La résistance au cisaillement non drainée (<i>Su</i>)-----	64
1.10.3. Sensibilité du sol-----	65
1.10.4. Rapport de la résistance au cisaillement non drainée (<i>su/σv0'</i>)-----	65
1.10.5. Coefficient de surconsolidation (<i>OCR</i>)-----	66
1.10.6. Coefficient des terres au repos (<i>ko</i>)-----	66
1.10.7. Angle de frottement (<i>φ'</i>)-----	67
1.10.8. Densité relative (<i>Dr</i>)-----	69
1.10.9. Rigidité et module de young-----	69
1.11. Conclusion-----	71
2.1. Généralités sur les fondations-----	71
2.2. Notion de charge limite-----	72
2.3.1. Fondations dans les sols pulvérulents-----	73
2.3.2. Fondations dans les sols fins saturés-----	75
2.3.3. Estimation de la capacité portante à partir de l'essai de pénétration statique-----	76
2.4. Calcul réglementaire-----	77
2.5. Le tassement des fondations superficielles-----	80
2.5.1. Généralités sur le calcul des tassements-----	80
2.5.2. Application des essais de pénétration statique-----	82
2.5.3. Calcul du tassement instantané-----	82
2.5.4. Méthode de Schmertmann-----	87
2.6. Conclusion-----	90
CHAPITRE 3: DETERMINATION DE LA RESISTANCE EN POINTE-----	91

3.1. Introduction-----	91
3.2. Mécanisme de pénétration du cône-----	93
3.3. La résistance du cône aux états d'équilibre permanent-----	94
3.4. Effet de l'état de contrainte et du module de cisaillement-----	94
3.5. Effet de l'angle de frottement et de l'angle de dilatance-----	95
3.6. La déformation du sol et la notion de la zone plastique-----	97
3.7. L'essai dans la chambre de calibration-----	97
3.8. Comparaison avec d'autres résultats-----	98
3.9. Comparaison entre les résultats numériques (procédure numérique FLAC) et ceux trouvés éperimentalement (chambre de calibration)-----	100
3.10. Applications-----	100
3.10.1. Quels types de contraintes in situ affectent la résistance en pointe cônica : horizont-ale ou verticale ?-----	100
3.10.2. Analyse de la sensibilité-----	101
3.10.3. Effet de l'angle de frottement sur la résistance en pointe-----	101
3.10.4. Effet de l'angle de dilatance sur la résistance en pointe-----	102
3.10.5. Effet du module oedométrique sur la résistance en pointe-----	103
3.11. Le problème de transition entre pénétration superficielle et profonde-----	104
3.12. La méthode de chemins de déformation-----	105
3.13. La méthode de chemin de déformation-éléments finis-----	105
3.14. L'estimation du facteur du cône à partir de la méthode de chemins de déformation----- -----	106
3.15. L'effet des contraintes in-situ sur le facteur de cône-----	107
3.16. Résultats tirés de la méthode « chemin de deformation-elements fin-----	108
3.17. Théorie de l'expansion de cavité pour la détermination de la résistance pénétrométrique----- -----	109
3.18. Modélisation de l'essai de pénétration statique à la centrifugeuse dans le sable-----	112

3.19. Comportement du sable-----	113
3.20. Interprétation des résultats obtenus à la centrifugeuse-----	114
3.21. Analyse dimensionnelle de l'essai de pénétration statique-----	116
3.21.1. Effet de D/B -----	117
3.21.2. Effet de condition aux limites S/B pour un recipient rectangulaire-----	118
3.21.3. Effet de condition aux limites S/B pour un recipient circulaire-----	118
3.21.4. Effet de la granulométrie B/d_{50} -----	119
3.21.5. Effet de l'état de contrainte $\sigma_v'\sigma_c'$ -----	121
3.22. Conclusion-----	121
CHAPITRE 4: PRESENTATION DU LOGICIEL CRISP V5.3-----	122
4.1. Introduction-----	122
4.2. Les capacités de SAGE CRISP-----	122
4.3. Pré-processeur-----	123
4.3.1. Types d'analyses à envisager-----	124
4.3.2. Usage interactif des interfaces graphiques-----	125
4.3.3. Les données-----	125
4.3.4. Maillage des éléments finis-----	128
4.3.5.1. Modèles-----	129
4.3.5.1.1. Les modèles linéaires élastiques-----	129
4.3.5.1.2. Les modèles linéaires élastiques parfaitement plastiques-----	129
4.3.5.1.3. Les modèles bases sur l'etat critique-----	129
4.3.6. Types d'éléments finis-----	129
4.3.7. Le programme des éléments finis-----	130
4.4. Post-processeur-----	131
4.5. Les limitations de SAGE CRISP-----	132

4.5. Conclusion-----	133
----------------------	-----

CHAPITRE 5: MODELISATION NUMERIQUE DE L'ESSAI DE PENETRATION STATIQUE-----	134
---	-----

5.1. Introduction -----	134
-------------------------	-----

5.2. Mécanisme de la pénétration du cône-----	135
---	-----

5.3. La résistance du cône aux états d'équilibre permanent-----	136
---	-----

5.4. Modélisation numérique du processus de pénétration-----	136
--	-----

5.5. Caractéristiques mécaniques du sol-----	137
--	-----

5.5.1. Argile-----	137
--------------------	-----

5.5.2. Sable-----	138
-------------------	-----

5.5.3. Modélisation du massif de sol et des fondations-----	139
---	-----

5.6. Les éléments d'interface-----	139
------------------------------------	-----

5.6.1. Définition-----	139
------------------------	-----

5.6.2. Comportement des éléments d'interface-----	139
---	-----

5.6.3. Comportement élastique-----	140
------------------------------------	-----

5.7. Analyse du comportement mécanique du pénétromètre en phase d'enfoncement-----	140
--	-----

a. Analyse en axisymetrie-----	140
--------------------------------	-----

b. Analyse en grandes déformations-----	142
---	-----

5.8. Conclusion-----	143
----------------------	-----

CHAPITRE 6: PRESENTATION DES RESULTATS ET DETERMINATION DE LA RESISTANCE EN POINTE ET DU FACTEUR DE CONE-----	144
--	-----

6.1. Introduction-----	144
------------------------	-----

6.2. Calcul de la résistance pénétrométrique-----	145
---	-----

6.3. Présentation et interprétation des résultats-----	145
--	-----

6.4. Analyse dimensionnelle - théorème des π -----	152
--	-----

6.4.1. Résistance pénétrométrique-----	153
--	-----

6.4.2. Présentation et interprétation des résultats-----	153
6.4.2.1. Influence de la profondeur de pénétration Z/r_0 sur la capacité portante-----	154
6.4.2.2. Etude de facteur de cône-----	156
6.4.2.2.1. Sols argileux-----	156
6.4.2.2.2. Sols sableux-----	158
6.5. Effet de l'indice de rigidité (I_r) sur le facteur de cône-----	161
6.5.1. Sols argileux-----	161
6.5.2. Sols sableux-----	162
6.6. Conclusion-----	162
CHAPITRE 7: ANALYSE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES PAR L'ESSAI CPT ET DETERMINATION DU FACTEUR DE PORTANCE PENETROMETRIQUE-----	163
7.1. Introduction-----	163
7.2. Capacité portante des fondations superficielles-----	164
7.3. Modélisation des fondations superficielles-----	164
7.3.7. Méthode de détermination de la pression verticale-----	165
7.3.7.1. Semelle filante-----	165
7.3.7.2. Semelle circulaire-----	165
7.4. Détermination du facteur de portance pénétrométrique (K_c)-----	165
7.4.1. Approche analytique-----	165
7.4.1.1. Méthode directe-----	165
7.4.1.1.1. Semelle continue dans un sol argileux-----	165
7.4.1.1.2. Semelle carrée dan un sol argileux-----	166
7.4.1.1.2. Sols sableux-----	167
7.4.1.1.2.1. Semelle continue dan un sol sableux-----	167
7.4.1.1.2.2. Semelle carrée dans un sol sableux-----	170

7.1.1.2. Méthode indirecte-----	172
7.1.1.2.1. Sol argileux-----	172
7.1.1.2.2. Sol sableux-----	172
7.5. Approche numérique-----	172
7.5.1. Sol argileux-----	172
7.5.2. Sol sableux-----	176
7.6. Etude comparative du facteur de portance-----	179
7.6.1. Argiles et limons-----	179
7.6.2. Sables-----	179
7.7. Conclusion-----	180
CONCLUSION-----	181
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES-----	183

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Applicabilité de l'essai CPTu pour l'estimation des paramètres du sol-----	54
Tableau 1.2 : Valeurs du facteur de cone -----	57
Tableau 2.1 : Valeurs du coefficient de portance pénétrométrique selon le fascicule 62-----	79
Tableau 2.2 : Valeurs de PH et PHM pour $\nu = 0,33\nu$ ($\beta = 2HB$ -----	84
Tableau 2.3: Valeurs de I_w pour $\nu = 0,3$ -----	85
Tableau 2.4 : Valeurs de η pour $\nu = 0,2$ -----	85
Tableau 2.5 : Rapports E/q_c trouvés par plusieurs auteurs.-----	87
Tableau 3.1 : Comparaison des resultats trouvés par FLAC avec ceux trouvés par Van Den Berg [15]-----	98
Tableau 3.2 Paramètres utilisés par les deux procédures (FLAC et celle de Van Den Berg) -----	99
Tableau 3.3. Comparaison des résultats trouvés par FLAC avec ceux trouvés par kiouisis et al--	99
Tableau 3.4. Paramètres utilisés par les deux procédures (FLAC et celle de kiouisis et al)-----	99
Tableau 5.1 : Valeurs des paramètres du modèle drucker-prager pour la modélisation numérique (sols argileux)-----	137
Tableau 5.2 : Valeurs des paramètres du modèle drucker-prager pour la modélisation numérique (sols sableux)-----	138
Tableau 6.1 : Valeurs de la résistance en pointe q_c et notion de la profondeur critique.(Cas des argiles)-----	148

Tableau 6.2 : Valeurs de la résistance en pointe q_c et notion de la profondeur critique (Cas des sables) -----	151
Tableau 6.3 : Valeurs du facteur de cône en fonction de la résistance pénétrométrique q_c (Cas des argiles) -----	157
Tableau 6.4 : Valeurs du facteur de cône N_k en fonction de la résistance pénétrométrique q_c (Cas des sables) -----	159
Tableau 7.1 : Valeurs de k_c pour différents types de sables pour une fondation carrée-----	169
Tableau 7.2 : Valeurs de K_c pour différents types de sables pour une fondation carrée-----	171
Tableau 7.3 : Comparaison entre les valeurs de K_c issues du DTU-13.12 et celles trouvées numériquement-----	179

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Pénétrömètre 50 kN et son module séparé, portable sur roues-----	26
Figure 1.2 : Pénétrömètre 100 kN portable sur roues-----	26
Figure 1.3 : Pénétrömètre 150 kN portable, entièrement démontable pour atteindre et travailler dans les zones les plus confinées-----	26
Figure 1.4 : Schéma de principe du pénétrömètre à cône mobile-----	27
Figure 1.5 : Pénétrömètre 100kN portable, sur roues-----	28
Figure 1.6 : Pénétrömètre 100kN sur chenillard, avec son système d'ancrage intégré et son rack à tiges amovible (bras articulés)-----	28
Figure 1.7 : Tête CPT pour mesures aux manomètres-----	29
Figure 1.8 : Tête CPT pour enregistrement de données avec cônes mécaniques-----	29
Figure 1.9 : Pénétrömètre à cône fixe et à pointe électrique-----	30
Figure 1.10 : Différents modèles de CPT (du mini pénétrömètre au pénétrömètre 40 cm ²)---	35
Figure 1.11 : Exemple de pénétrogramme -----	37
Figure 1.12 : Relation entre q_c , f_s et le type de sol d'après Begemann-----	53
Figure 1.13: Type du comportement de sol (SBT) issu du CPT d'après Robertson et al. (1986)-	61
Figure 1.14 : Type du comportement de sol normalisé (SBT _N), issu du CPT, $Qt - F$ d'après Robertson et al. (1990)-----	63
Figure 1.15: Exemple d'un profil CPTu avec le SBT correspondant-----	64
Figure 1.16 : OCR et k_0 à partir de (s_u/σ_{v0}') et l'indice de plasticité (d'après Anderson et al. 1979)-----	67
Figure 1.17 : Abaque de Robertson et Campanella (1983) pour l'estimation de l'angle de frottement pour un sable quartzeux non cimenté-----	68

Figure 1.18: Evaluation du module de young draine E' a partir du cpt, $E = \alpha E (qt - \sigma_{vo})$ ou : $\alpha E = 0.015 (100.55Ic + 1.68]$ -----	70
Figure 2.1: Correlation entre la capacite portante des fondations dans les sols frottants et la resistance moyenne a la penetration(eslaamizaad et robertson, 1996)-----	76
Figure 2.2 : Valeurs de Kc selon le DTU.13-12-----	79
Figure 2.3 : Abaque de fox pour la correction du tassement d'une semelle rectangulaire flexible-----	85
Figure 2.4 : Diagramme du facteur d'influence des déformations d'après Schmertmann-----	88
Figure 2.5 : Application de la méthode de Schmertmann (1970) pour le calcul du tassement des fondations superficielles dans le sable-----	90
Figure 3.1. (a) Evolution de la résistance du cône (b), variation de la résistance pénétrométrique en fonction de $p_0(\varphi = 30^\circ, \psi = 10^\circ, K_0 = 1, 0, \varphi_{sc} = 0)$ -----	94
Figure 3.2 : Résistance du cône normalisée en fonction de (a) coefficient des terres au repos k_0 et (b) le rapport $G/p_0(\varphi = 30^\circ, \psi = 10^\circ, K_0 = 1, 0, \varphi_{sc} = 0)$ -----	95
Figure 3.3 : (a) évolution de la résistance du cône et (b) résistance du cone a l'état d'équilibre permanent pour différentes valeurs de l'angle de frottement ($\varphi = 10^\circ, K_0 = 1, 0, \varphi_{sc} = 0$) ---	96
Figure 3.4 : (a) évolution de la résistance du cône et (b) résistance du cône a l'état d'équilibre permanent pour différentes valeurs de l'angle de dilatance ($\varphi = 30^\circ, K_0 = 1, 0, \varphi_{sc} = 0$)-----	96
Figure 3.5 : (a) déformée du maillage, (b) champ de déplacement autour du cône à l'état d'équilibre stationnaire-----	104
Figure 3.6 : Variation du facteur de cone N_{kt} en fonction de I_r suivant la méthode de chemin de déformation-----	106
Figure 3.7 : Distribution de contraintes autour du cône-----	108
Figure 3.8 : Variation du facteur de cone en fonction de déplacement du cone-----	109
Figure 3.9 : Champ du déplacement autour de la pointe d'un pieu (cavite cylindrique)-----	110
Figure 3.10 : Les trois zones générées par l'expansion de cavité-----	111
Figure 3.11. Valeurs théoriques de la résistance pénétrométrique qc en fonction des valeurs mesurées en chambres de calibrage-----	112
Figure 3.12 : Profils trouvés par les cinq centres de centrifugation-----	115

Figure 3.13 : Résistance normalisée pour chacun des cinq laboratoires-----	116
Figure 3.14 : Effet de D/B sur la résistance Q -----	117
Figure 3.15 : Efet de S/B pour un récipient rectangulaire-----	118
Figure 3.16 : Effet de S/B pour un recipient circulaire-----	119
Figure. 3.17 : Effet de la granulométrie (sable de leighton buzzard), (a) particules fines : (b) particules de moyenne et grande grosseur-----	120
Figure 3.18 : Effet de l'état de contrainte-----	121
Figure 4.1 : Représentation de la super grille (super éléments subdivisés en éléments finis) ---	124
Figure 4.2 : Représentation de propriéte des matériaux -----	126
Figure 4.3 : La construction des étapes de modélisation - -----	126
Figure 4.4 : Représentation de type d'élément et de type de domaine -----	127
Figure 4.5 : Présentation des charges appliquées, en présence des éléments d'interfaces autour du mur (exemple du radier) -----	128
Figure 4.6: Présentation du maillage en présence des appuis (conditions aux limites) -----	128
Figure 4.7 : Présentation du maillage en présence des appuis (conditions aux limites) -----	130
Figure 4.8 : Collection des résultats sous forme de graphe -----	131
Figure 4.9 : Allure de la grille après déformations -----	132
Figure 5.1 : Etapes requises pour lancer une analyse du problème par éléments finis-----	136
Figure 5.2 : Vue générale d'un maillage bidimensionnel considéré dans un massif de sol pour un pénétromètre enfoncé à 0.5 m-----	141
Figure 5.3 : Vue générale d'un maillage bidimensionnel considéré dans un massif de sol pour un pénétromètre enfoncé à 1,5 m-----	141
Figure 5.4 : Vue générale d'un maillage bidimensionnel considéré dans un massif de sol pour un pénétromètre enfoncé à 2 m-----	142
Figure 5.5: Vue générale d'un maillage bidimensionnel montrant les éléments d'interface CPT/Sol et analyse en grande déformation pour un pénétromètre enfoncé à 2 m-----	143
Figure 6.1 : Evolution de la résistance en pointe avec la profondeur de pénétration (Argile raide)- -----	146
Figure 6.2 : Evolution de la résistance en pointe avec la profondeur de pénétration (Argile moyennement consistante)-----	147

Figure 6.3 : Evolution de la résistance en pointe avec la profondeur de pénétration (Argile molle)-----	147
Figure 6.4 : Evolution de la résistance en pointe avec la profondeur de pénétration (Cas des argiles)-----	148
Figure 6.5 : Evolution de la résistance en pointe avec la profondeur de pénétration (Sable dense)-----	149
Figure 6.6 : Evolution de la résistance en pointe avec la profondeur de pénétration (Sable moyennement dense)-----	150
Figure 6.7 : Evolution de la résistance en pointe avec la profondeur de la pénétration (Sable lâche)-----	150
Figure 6.8 : Evolution de la résistance en pointe avec la profondeur de pénétration (Cas des sables)-----	151
Figure.6.9 : Variation de la résistance en pointe en fonction de la profondeur de pénétration (Cas des argiles)-----	154
Figure.6.10 : Variation de la résistance en pointe en fonction de la profondeur de pénétration (Cas des sables) - a- en fonction de q_c , - b – Normalisée-----	155
Figure.6.11 : Variation du facteur de cône en fonction de la profondeur de pénétration (Cas des sols argileux)-----	156
Figure.6.12 : Variation du facteur de cône en fonction de la profondeur de pénétration (Cas des sols sableux)-----	159
Figure : 6.13 : Evolution de l'indice de rigidité en fonction du facteur de cône (Cas des argiles)---	161
Figure : 6.14 : Evolution de l'indice de rigidité en fonction du facteur de cône (Cas des sables)---	162
Figure 7.1 : variation du facteur de portance en fonction de l'élancement de la fondation. (Cas des sables – semelle continue)-----	169
Figure 7.2: variation du facteur de portance en fonction de l'élancement de la fondation (Cas des sables – semelle carrée)-----	171

Figure 7.3 : Variation du facteur de portance en fonction de l'élancement (Semelle continue- cas des argile)-----	174
Figure 7.4 : Variation du facteur de portance en fonction de l'élancement (Semelle carrée ou circulaire- cas des argiles)-----	174
Figure 7.5 : Variation du facteur de portance en fonction de l'élancement (Cas d'une argile raide)-----	175
Figure 7.6 : Variation du facteur de portance en fonction de l'élancement (Cas d'une argile moyennement consistante)-----	175
Figure 7.7 : Variation du facteur de portance en fonction de l'élancement (Cas d'une argile molle)-----	176
Figure 7.8 : Variation du facteur de portance en fonction de l'élancement (Semelle continue - cas des sables)-----	176
Figure 7.9 : Variation du facteur de portance en fonction de l'élancement (Semelle circulaire - cas des sables)-----	177
Figure 7.10: Variation du facteur de portance en fonction de l'élancement (Cas d'un sable dense)-----	177
Figure 7.11: Variation du facteur de portance en fonction de l'élancement (Cas d'un sable moyennement dense)-----	178
Figure 7.12: Variation du facteur de portance en fonction de l'élancement (Cas d'un sable lâche)-----	178

LISTE DES SYMBOLES

Symbole	Signification du Symbole
C	Cohésion du sol
C_u	Cohésion non drainée du sol
γ	Poids volumique du sol
φ	Angle de frottement du sol
γ_w	Poids volumique de l'eau
γ_{sat}	Poids volumique saturé du sol
γ'	Poids volumique déjaugé
φ'	Angle de frottement drainé du sol
σ_{v0}	La contrainte verticale initiale à la profondeur Z
B	Largeur de la semelle
D	Ancrage de la semelle
L	Longueur de la semelle
P_c	Profondeur critique
q_c	Résistance en pointe pénétrométrique
q_{ce}^*	Résistance en pointe pénétrométrique équivalente (moyenne)
q_0	La contrainte verticale à une profondeur quelconque
q_l	Capacité portante
Q	La charge appliquée

f_γ, f_c, f_q	Coefficients dépendant de la forme de la fondation
N_γ, N_c, N_q	Facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne φ du sol sous la base de la fondation
s	Tassement total de la semelle
s_c	Tassement d'une consolidation primaire
s_f	Tassement de fluage
s_i	Tassement se manifestant au début du chargement
ν'	Le coefficient de poisson drainé
ν_u	Le coefficient de poisson non drainé
e	L'indice des Vides
U_y	Déplacement vertical
E	Module d'Young
E_u	Module de Young non drainé
G	Module de cisaillement
τ_{ult}	Contrainte de cisaillement ultime
D_r	Densité relative
OCR	Facteur de surconsolidation
S_u	Résistance au cisaillement non drainée
c_h	Coefficient de consolidation
φ'	Angle de frottement
K_0	Coefficient des terres au repos
K_w	Module de compressibilité de l'eau
K_n	Rigidité de l'interface dans la direction normale
K_s	Rigidité de l'interface dans la direction tangentielle
G_0	Module de cisaillement pour les faibles déformations
M	Compressibilité
S_t	Sensibilité
k	Perméabilité
N_k	Facteur de cône
r_0	Rayon du cône

z/r_0	Profondeur relatif du cône
$F(r)$	Forces nodales sur un demi plan
$I_D = D_r$	Indice de densité
I_r	Indice de rigidité
$q_c (av)$	Résistance à la pénétration moyenne de la fondation à $Z=B$
K_c	Facteur de portance pénétrométrique
K_c^0	Facteur de portance pénétrométrique (semelle continue)
K_c^1	Facteur de portance pénétrométrique (semelle carrée ou circulaire)
P_H et P_{HM}	Facteurs d'influence
I_{zi}	Facteur d'influence relevé sur la courbe au milieu de la couche.
ψ	Angle de dilatance
φ'_f	Angle de frottement effectif à la rupture
φ_{cv}	Angle de frottement à volume constant

INTRODUCTION

Comme le signalait le professeur Van Wambeke, le pénétromètre a été conçu initialement pour simuler l'essai de chargement statique d'un mini-pieu. Par la suite, les applications se sont diversifiées, notamment dans la reconnaissance du sol, la détection des anomalies géologiques (cavernes, roches,...), le calcul des fondations superficielles et profondes, le contrôle du compactage d'un terrain, la détection des nappes d'eau, la localisation du substratum, la caractérisation physique du sol (teneur en eau, densité...), l'analyse de la consolidation des sols fins à l'aide du piézocône (CPTU), et l'étude du risque de liquéfaction des couches pulvérulents lâches et saturés lors d'un chargement dynamique.

L'appareillage et la réalisation de l'essai de pénétration statique sont simples, comparativement à d'autres essais *in-situ*. On conçoit par conséquent que cet essai a été sujet de nombreux sujets de recherche, depuis plus d'un demi-siècle, dans l'optique d'interpréter la réponse du sol à la pénétration de la pointe pénétrométrique, et d'en déduire les caractéristiques géotechniques. Une telle démarche est initialement entreprise sous un aspect théorique en assimilant le pénétromètre à un pieu élancé, ce qui permet d'appliquer la théorie classique de la capacité portante des pieux au pénétromètre. Par la suite, les études se sont diversifiées en se basant en général sur une modélisation physique de l'essai par le biais des modèles réduits en centrifugeuses ou en gravité naturelle, soit sur une corrélation directe de la résistance en pointe pénétrométrique q_c avec les caractéristiques mécanique du sol.

C'est ce dernier axe qui a été retenu dans ce sujet de thèse, en menant une modélisation par élément finis du problème de l'enfoncement en grands déplacements d'une pointe conique dans un massif élastoplastique (par le biais du logiciel CRISP). En outre, une étude paramétrique de la réponse des fondations continues (problèmes des déformations planes) ou circulaire (problème d'axisymétrie) permet de déduire le facteur de portance K_c , utile pour évaluer la capacité portante à partir de la résistance en pointe pénétrométrique q_c .

Dans ce contexte, on traite plus précisément la résistance en pointe pénétrométrique en simulant le cône comme élément rigide pénétrant le sol à une vitesse constante de 20 mm/s. Pour atteindre ce but, la démarche s'articule autour de sept chapitres distincts dont le premier est consacré à la présentation d'une synthèse bibliographique sur l'essai de pénétration statique.

Dans le deuxième chapitre, On expose le calcul de la capacité portante et du tassement par les différentes méthodes (méthode $C - \phi$, méthodes empiriques, semi-empiriques, éléments finis...)

Le troisième chapitre expose les principaux travaux de recherche concernant la détermination de la résistance en pointe pénétrométrique et les différentes approches d'y remédier (modélisation numérique, modélisation en centrifugeuse, modélisation en chambre d'étalonnage...)

Le quatrième chapitre porte sur une présentation générale du logiciel CRISP.

Dans le chapitre cinq, on propose la simulation numérique du problème de pénétration en grandes déformations d'une tige se terminant par une pointe conique dans un sol d'épaisseur finie, soumise à déplacement imposé et une vitesse de chargement de 20 mm/s. La loi de comportement du sol est élastoplastique parfaite avec un critère de rupture de Drucker-prager. On commence par l'introduction des données dans le logiciel CRISP, comme les caractéristiques des matériaux et le critère de rupture, les éléments d'interface, le type des éléments finis..., ensuite on

Le chapitre suivant présente l'interprétation des résultats de la résistance pénétrométrique obtenus par CRISP.

Enfin, dans le dernier, on détermine les valeurs du facteur de cône N_k et du facteur de portance pénétrométrique K_c proposée par cette simulation pour arriver à la détermination de la pression de calcul q_l et on termine par une étude comparative de ces résultats avec les résultats trouvés expérimentalement

On termine ce travail en soulevant les principaux résultats à retenir et les perspectives de futures recherches.

CHAPITRE 1

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR L'ESSAI DE PENETRATION STATIQUE

1.1. Introduction

L'essai de pénétration statique est très répandu dans le monde entier, il est en général bien connu dans le monde de génie civil parce que relativement ancien. On peut en effet, faire remonter son origine en 1929 aux U.S.A., mais c'est surtout aux Pays-Bas à partir de 1932 qu'il s'est le plus rapidement développé, grâce aux activités du Laboratoire de Mécanique des Sols de Delft [6].

Son caractère pratique, son interprétation facile, en ont fait rapidement un outil de premier ordre qui a donné lieu à de nombreuses publications.

Le principe de l'essai est extrêmement simple. Il consiste à mesurer la réaction qu'oppose le sol à l'enfoncement d'un cône. Si P est cette réaction et B est le diamètre de la base du cône, on définit l'effort de pointe par la réaction :

$$q_c = \frac{4P}{\pi B^2} \quad (1.1)$$

L'enfoncement du cône se fait d'une façon continue par l'intermédiaire d'un train de tige sur lequel s'exerce l'effort.

Il est bien évident que si le train de tige a le même diamètre que le cône et si celui-ci est fixe par rapport au train de tige, l'effort d'enfoncement mesure à la fois la résistance au frottement latéral.

Si l'on veut séparer ces deux termes, il importe que le cône puisse se déplacer indépendamment des tiges ou qu'un dispositif approprié permette de mesurer la réaction du sol au niveau du cône.

On est donc conduit à distinguer deux types d'appareils :

- Les pénétromètres à cône mobile, dans lesquels l'effort de pointe est obtenu par pénétration du cône seul au-dessus du fût ;
- Les pénétromètres à cône fixe, dans lesquels le cône et le fût n'ont aucun mouvement relatif. La transmission des efforts se fait alors soit par des tiges, soit par des dispositifs électriques ou hydrauliques.

1.2. Les pénétromètres statiques

Il existe un très grand nombre de pénétromètres statiques dont la plupart ont été décrits par Sanglerat. Citons parmi les appareils à cône mobile, les pénétromètres hollandais (Gouda) Meurisse, Haefeli, Fehlmann, Gamski, Franki, Solétanche, et parmi les appareils à cône fixe, les pénétromètres Frankipfahl, Parez, DE.GE.DO, Audina, C.E.B.T.P. FONDASOL. Mais il en existe certainement d'autres car nombreux sont les organismes d'étude qui ont réalisé leur propre appareillage.

1.2.1. Les pénétromètres à cône mobile

1.2.1.1. Les pénétromètres hollandais

Les pénétromètres hollandais qui sont de type « à cône mobile » offrent une gamme de matériel qui du simple pénétromètre à main de force limitée au poids de deux hommes, jusqu'au pénétromètre lourd permettant un effort total de 175 kN (figures 1.1 à 1.3).

Pratiquement, les deux appareils les plus utilisés sont le 25 kN, léger et de mise en place facile, et le 100 kN plus lourd et par conséquent plus performant.

Ces appareils comprennent trois éléments fondamentaux :

- Le dispositif de chargement, ancré au sol ou lesté servant à transmettre les efforts,
- Le matériel de pénétration : tubes, tiges, cône,
- Le dispositif de mesure.



Figure 1.1 : Pénétrömètre 50 kN et son module séparé, portable sur roues.



Figure 1.2 : Pénétrömètre 100 kN portable sur roues.



Figure 1.3 : Pénétrömètre 150 kN portable, entièrement démontable pour atteindre et travailler dans les zones les plus confinées.

a) Pénétrömètres Gouda de 25 kN

- *Dispositif de chargement* : il est constitué par un vérin à crémaillère à deux vitesses entraîné à la main par une manivelle. A la base de la crémaillère est fixée une tête hydraulique.

Ce dispositif est solidaire d'un socle démontable en alliage léger qui est fixé au sol au moyen de quatre vis d'ancrage hélicoïdales.

- *Matériel de pénétration* : il comprend :
 - Un cône d'angle au sommet 60° et de 10 cm^2 de section, c'est-à-dire d'un diamètre de 35,7 mm. Spécialement conçu pour éviter la pénétration du sol, il est protégé par une jupe légèrement tronconique de 9 cm de hauteur (figure 1.4.). son poids est d'environ 0,6 daN. Il existe également un cône spécial dû à Begemann qui est muni d'un manchon mobile de 13,3 cm de longueur et qui permet de mesurer directement le frottement au-dessus de la pointe.
 - Un train de tiges de 15 mm de diamètre coulissant dans des tubes dont les manchons d'assemblage ont un diamètre de 25,7 mm mais dont les fûts sont plus étroits, ceci pour limiter le frottement latéral (diamètre 29 mm). le poids des tiges intérieures qui contribuent à la charge du cône est de 1,4 daN/ml.
 - *Dispositif de mesure* : il est constitué de deux manomètres, l'un de 16 MPa, pour les faibles pressions, l'autre de 25 MPa pour les pressions élevées. Ces manomètres sont en contact avec l'huile de la tête hydraulique qui n'est autre qu'un petit vérin dont le piston a une section de 10 cm^2 .

Par l'intermédiaire de l'huile, le piston transmet la pression aux manomètres. Comme les sections du cône et du piston sont égales, on lit directement le terme de pointe sur les manomètres.

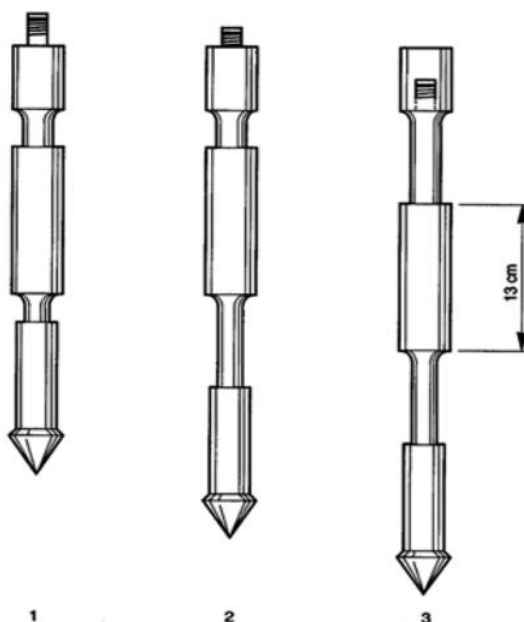


Figure 1.4 : Schéma de principe du pénétromètre à cône mobile

b) Pénétromètre Gouda de 100 kN

Dispositif de chargement : il est constitué par un vérin hydraulique vertical double effet de 118 cm de course environ. Ce vérin est alimenté par une pompe à volume variable équipée de divers régulateurs permettant d'assurer une vitesse constante de pénétration et entraînée par un moteur à essence de 7 CV à refroidissement par air.

L'ensemble est monté sur un bâti solide d'un châssis à deux roues à pneu (figure 1.5)

Normalement la fixation au sol se fait par un jeu de six vis d'ancrage hélicoïdales comportant des élies interchangeables de 200, 300 et 400 mm de diamètre que l'on adapte à la nature de sol. L'ancrage peut être réalisé à la main à l'aide d'une clé spéciale, mais il est beaucoup plus rapide d'utiliser un dispositif hydraulique branché sur la pompe du pénétromètre. Certains organismes ont fixé le pénétromètre sur chenillard (figure 1.6). La réaction est alors assurée par le poids du camion. Toutefois des dispositions ont été prises pour que l'on puisse éventuellement ancrer l'arrière du camion au sol en utilisant les vis hélicoïdales.



Figure 1.5 : Pénétrromètre 100kN portable, sur roues.



Figure 1.6 : Pénétrromètre 100kN sur chenillard, avec son système d'ancrage intégré et son rack à tiges amovible (bras articulés). Equipé ici avec un système complet d'acquisition de données dans son boîtier de protection étanche

Matériel de pénétration : il comprend :

- Un cône en tous points identiques à celui du pénétrromètre de 25 kN, (diamètre 35,7 mm, section 10 cm², angle au sommet 60°),
- Des tubes de revêtement de 36 mm de diamètre extérieur et de 16 mm de diamètre intérieur. Le diamètre extérieur est constant sur toute la longueur des tiges, à l'inverse du pénétrromètre de 25 kN. le frottement est alors mesuré avec le manchon Begeman,
- Des tiges intérieures de 15 mm de diamètre.

Dispositif de mesure : il comprend (figure 1.7 et 1.8)

- Une tête de mesure constituée par un vérin à l'huile dont le piston a une section de 20 cm².
- Deux manomètres, l'un de 10 MPa, pour les faibles pressions, l'autre de 50 MPa, pour les hautes pressions.

Un organe d'arrêt réglé à moins de 10 MPa permet d'isoler automatiquement le manomètre basse pression dès que la pression se rapproche de la pression maximale admissible.

Un levier de blocage donne la possibilité d'agir alternativement sur les tubes extérieurs pour mesurer la force totale de pénétration et sur les tiges intérieures pour la mesure du seul terme de pointe.



Figure 1.7 : Tête CPT pour mesures aux manomètres



Figure 1.8 : Tête CPT pour enregistrement de données avec cônes mécaniques

1.2.1.2. Le pénétromètre Meurisse

Ce pénétromètre utilise une pointe analogue à celle du type « Gouda » mais dont le diamètre est de 45 mm. Il présente en outre l'avantage de pouvoir fonctionner en pénétration dynamique en présence d'une couche résistante pour laquelle $q_c > 35\text{MPa}$.

1.2.1.3. Le pénétromètre Solétanche

Il se compose d'une pointe de 50 mm de diamètre et d'un manchon de frottement fixés à l'extrémité de d'un train de tige de 40 mm de diamètre et de 1 m de longueur manchonnées (manchons $\varnothing 50\text{ mm}$). comme pour le gouda de 25 kN, on espère ainsi neutraliser le frottement latéral.

La mesure des efforts se fait à l'aide d'une capsule manométrique placée en tête des tiges.

L'ensemble est monté sur camion porteur fixé au sol par quatre ancrages.

1.2.2. Les pénétromètres à cône fixe

1.2.2.1. Pénétromètre du Laboratoire des Ponts et Chaussées de Saint-Brieuc

C'est une adaptation du pénétromètre hollandais.

Tout en conservant l'appareillage dans son intégralité le L.P.C. de Saint-Brieuc a imaginé une pointe munie d'un peson à jauges de déformation à fils résistants. Cette pointe (fig.1.9) se présente sous l'aspect d'un cylindre de 207 mm de longueur terminé par un cône de 41,5 mm de hauteur. Le diamètre de l'ensemble est rigoureusement égal au diamètre des tubes du pénétromètre (36 mm). On n'a plus besoin des tiges intérieures et l'on se trouve donc en présence d'un pénétromètre à cône fixe.

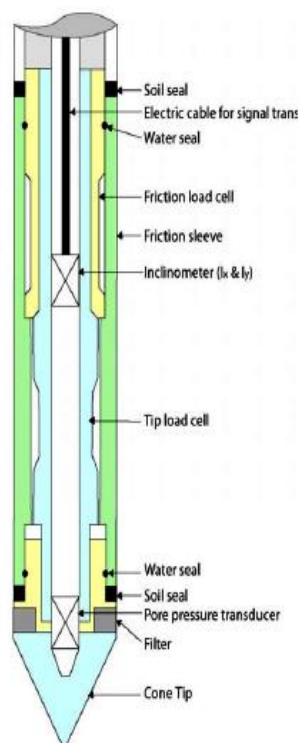


Fig.1.9 : Pénétromètre à cône fixe et à pointe électrique

Lors de la pénétration, le peson qui est déplacé dans l'élément cylindrique juste au-dessus de Lapointe, est sollicité par l'intermédiaire d'une rotule et son raccourcissement, proportionnel à la résistance en pointe, se traduit par une variation $\Delta R/R$ de la résistance des jauges mesurée sur un pont d'extensomètre. La mesure du terme de pointe se fait donc de façon continue sans aucun arrêt de la pénétration. Il est possible d'adapter sur l'appareil un système d'enregistrement automatique.

1.2.2.2. Pénétromètre Fugro

Ce pénétromètre est caractérisé, comme celui de Saint-Brieuc par une pointe électrique de 35,6 cm de diamètre (section 10 cm²).

Cette pointe est munie d'un manchon de frottement et des jauges de contrainte permettent de mesurer simultanément l'effort de pointe et l'effort de frottement latéral.

De plus, un clinomètre placé également dans la pointe indique la déviation éventuelle de la pénétration.

C'est donc un appareil très sophistiqué et par cela même, d'un très grand intérêt.

1.2.2.3. Pénétrromètre Parez

Il s'agit d'un appareil à pointe hydraulique qui comprend un piston solidaire du cône qui reçoit l'effort de pointe. Cet effort comprime l'huile situé dans un petit cylindre, et la pression transmise en surface à trois manomètres de sensibilités différentes par un canal qui traverse l'ensemble du train de tige.

Ce pénétrromètre existe en quatre diamètres différents :

- 45 mm (section 16 cm²), 75 mm (section 45 cm²), 110 mm (section 92 cm²) et 220 mm, ce dernier diamètre qui nécessite une réaction très important n'étant utilisé que pour les essais spéciaux.

Le pénétrromètre de 110 mm est en outre équipé d'un manchon spécial permettant de mesurer le frottement latéral.

Il existe actuellement une version améliorée qui permet de mesurer la pression interstitielle qui se développe dans le sol au niveau de la pointe, lors de l'enfoncement.

L'ensemble est monté sur camion porteur et la pénétration s'effectue à l'aide d'un vérin de fonçage.

1.2.2.4. Le pénétrromètre Audina

Cet appareil comprend :

- Une pointe de 80 mm de diamètre (section de 50 cm²) et d'angle au sommet 90°, raccordée sur une tige de 35 mm de diamètre,

- Un manchon de frottement situé au-dessus de la pointe de 80 mm de diamètre et de 250 mm de hauteur,
- Un système de tubes concentriques transmettant, en tête, les efforts de pointe et de frottement, ainsi que l'effort total d'enfoncement.

Le tube extérieur a rigoureusement le même diamètre que la pointe.

La tige centrale est munie d'une petite pointe télescopique de 39 mm de diamètre (section 12 cm²), intégrée dans la pointe principale, et qui entre en action lorsqu'on rencontre des terrains très compacts.

Les mesures se font en tête à l'aide d'un système de trois anneaux dynamométriques, et un compteur mesure automatiquement la profondeur de pénétration. La force maximale de l'appareil est de 150 kN.

Mais ce Le pénétromètre présente en outre l'avantage de pouvoir être utilisé en pénétration dynamique, par battage automatique d'un mouton de 7 500 N développant une énergie de 1 200 J (hauteur de chute 16 cm). L'ensemble est évidemment monté sur camion porteur.

1.2.2.5. Le pénétromètre C.E.B.T.P.

Le centre expérimental du bâtiment et des travaux publics a mis au point un pénétromètre lourd qui utilise une pointe de 28 ,5 cm² de section et d'une force de 250 kN.

Les mesures sont effectuées avec un dynamomètre à jauges électriques.

Cet appareil peut également être utilisé en pénétration dynamique. Il est monté sur une remorque RASSOL permettant une réaction totale de 250 kN, mais qui limite son utilisation dans les terrains très faibles.

1.2.2.6. Le pénétromètre 18 T.E. FONDASOL

Cet appareil qui se place dans la catégorie des Le pénétromètres à cône fixe a été mis au point et breveté par la société FONDASOL TECHNIQUE en 1974.

Il est monté sur un camion porteur de 200 kN à trois ponts moteurs et ces caractéristiques principales sont :

- Sa stabilité de réaliser des essais aussi bien statiques que dynamiques,

- Sa puissance de pénétration élevée : 180 kN en statique et 2 200 joules en dynamique,
- L'enregistrement électronique des efforts et des profondeurs.

Il comprend essentiellement les éléments suivants :

- *Le train de pénétration* : qui comporte une tige centrale et deux tubes annulaires permettant de capter séparément l'effort de pointe, le frottement latéral localisé sur un manchon spécial et l'effort total.

Le diamètre extérieur de cet ensemble est de 83 mm.

- *La sonde de mesure* : constituée par :
 - Une pointe conique principale de \varnothing 83 mm et d'angle au sommet 90° pouvant elle-même être télescopée par une pointe secondaire de 39 mm de diamètre lorsqu'on obtient le refus à l'enfoncement sur la pointe principale. cette pointe secondaire fixée sur la tige centrale est rendue solidaire de la pointe principale par une goupille de cisaillement dont la rupture commandée se produit pour une force de 16 tonnes. Ainsi, en bloquant à un niveau donné le train de tube de 83 mm et en continuant à pousser sur la tige centrale grâce à un dispositif approprié, on peut poursuivre l'essai jusqu'à une profondeur bien supérieure,
 - Un manchon de mesure de frottement latéral localisé, dont le diamètre est évidemment égal à celui du train de tube (83 mm) et dont la surface latérale est de 1 200 cm².

La pointe conique est enfoncée par la tige centrale, et le manchon est entraîné par le tube intermédiaire. Le tube extérieur de 83 mm sert de fourreau à l'ensemble et permet l'arrachage rapide de l'ensemble du dispositif.

Les trois éléments du train de pénétration sont positionnés de façon constante au niveau de la tête de mesure sur laquelle deux vérins de 150 kN, exercent l'effort total d'enfoncement.

- *La tête de mesure* constituée par la superposition de trois compteurs à jauges de contraintes électroniques travaillant normalement en compression pour recevoir, dans un boîtier spécialement conçu, les trois efforts à mesurer pendant la pénétration. L'un de ces capteurs est également prévu pour enregistrer la traction lors de l'arrachage.
 - *Le dispositif de battage* qui comporte une masse frappante de 10 kN tombant d'une hauteur de 22 cm.

La remontée du mouton est réalisée suivant le vieux principe du marteau-pilon, c'est-à-dire qu'il est saisi par deux cames cylindriques opposées mises en rotation par un moteur hydraulique. Il est libéré lors de l'enfoncement des cames. La hauteur de chute est donc constante, mais la vitesse de battage peut être réglée en agissant sur la vitesse de rotation du moteur hydraulique.

Le nombre de coups est compté grâce à des impulsions électriques enregistrées automatiquement.

Un système hydraulique permet automatiquement de passer de la position statique au position de battage.

- *L'enregistreur électrique* à lecture directe sur écran digital et à imprimante sur bande de papier.

Sept mesures sont ainsi simultanément enregistrées :

- Le temps : grâce à une horloge électronique,
- Les quatre efforts : pointe, frottement latéral, effort total d'enfoncement, effort d'arrachage.

Signalons qu'au niveau de des capteurs, l'erreur relative quelle que soit la force est inférieure à 0,1 % et au niveau de la restitution elle est inférieure à 1 %.

- Le nombre de coups de mouton, compté par un rupteur à came qui, à chaque chute, envoie à l'enregistreur une impulsion électronique.
- La profondeur enregistrée directement en centimètres.

Les bandes imprimées sont dépouillée au Bureau d'Etudes par une calculatrice électronique équipée d'une table traçante qui restitue directement les données sous forme de graphique.

1.3. Réalisation de l'essai de pénétration statique



Figure. 1.10 : Différents modèles de CPT (du mini pénétromètre au pénétromètre 40 cm²)

Après avoir calé le pénétromètre à cône, on procède à l'enfoncement total du dispositif à vitesse lente et constante.

Il s'agit d'un pénétromètre à cône fixe et à mesure continue, on effectue à intervalle déterminée, par exemple tous les 20 cm, une lecture de l'effort total et de l'effort en pointe. Dans le cas où l'appareil est muni d'un dispositif enregistreur on obtient directement, soit des lectures quasi-continues comme dans le pénétromètre Fondasol, soit la courbe des efforts en fonction de la profondeur.

Dans le cas de pénétromètre à cône mobile, on est obligé d'arrêter la pénétration pour agir sur le cône lorsqu'on voudra mesurer l'effort de pointe, c'est-à-dire, en général, tous les 20 cm.

Avec le pénétromètre hollandais de 25 kN, la pénétration du train de tubes se fait en interposant une cale évidée en son centre entre la tête hydraulique et le haut des tubes. Pour

mesurer l'effort de pointe, on enlève la cale, et les tiges intérieures, en saillie de 4 cm environ, viennent au contact de la tête de mesure et permettent ainsi l'action sur la pointe.

L'effort de pointe correspond alors à la pression lue sur les manomètres pour un enfoncement de la pointe de l'ordre de 4 cm à vitesse constante de 20 à 40 cm/mn.

Mais alors le terme de pointe est égal au double de la pression lue sur les manomètres puisque les diamètres du piston de la tête de mesure et celui de la pointe sont dans un rapport 2.

Lorsqu'on utilise le manchon de frottement Begemann, on obtient une troisième position qui donne la force correspondant à l'effort de pointe et à l'effort de frottement le long du manchon, ces deux efforts étant cumulés. Par simple différence on obtient donc l'effort de frottement sur le manchon d'où l'on déduit le frottement unitaire. Mais il faut faire attention que ce frottement n'a rien à voir avec le frottement interne du sol : il s'agit tout simplement d'un frottement sol sur acier [18]

Les résultats d'un essai de pénétration statique s'expriment sur un graphique où l'on porte en fonction de la profondeur

- L'effort total,
- L'effort de pointe,
- Eventuellement le frottement latéral.

Ces graphiques sont appelés « pénétrogrammes »

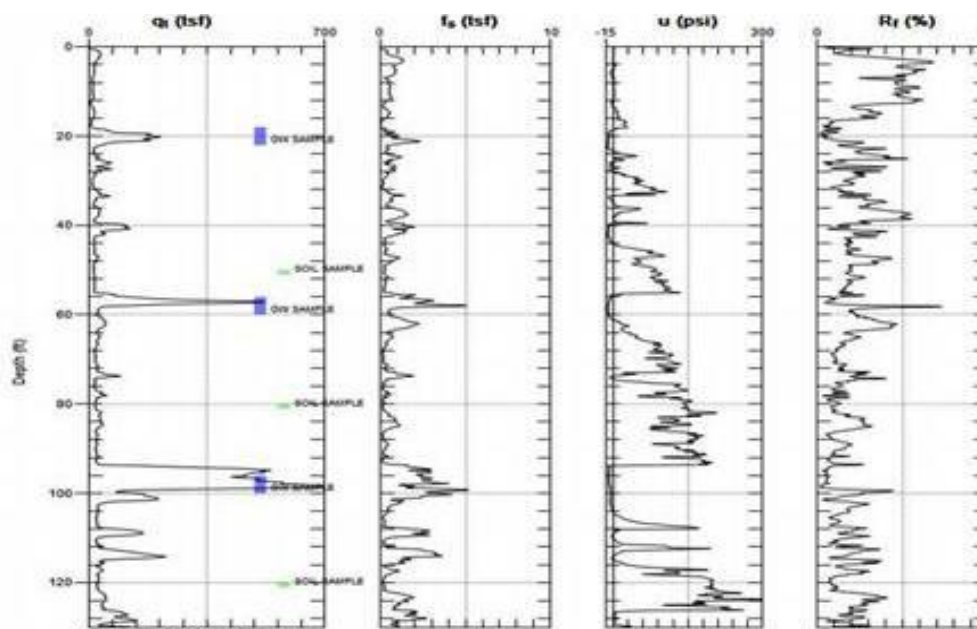


Figure 1.11 : Exemple de pénétrogramme ($1\text{ tcf} \sim 0,1\text{MPa}$, $14,7\text{ psi} = 100\text{ MPa}$).

L'examen des pénétrogrammes est riche d'enseignement, car indépendamment de toute considération théorique, il permet d'embrasser d'un seul coup d'œil toutes les particularités du sol. Un technicien tant soit peu expérimenté peut même, tout de suite, fixer approximativement le type et le niveau d'une fondation.

Toutefois, il faudra se montrer prudent dans les zones où les termes de pointe ont des valeurs élevées car lorsqu'on arrive au voisinage de la limite de l'appareil, les mesures risquent de n'avoir plus grande signification.

Dans le cas d'un refus complet à la pénétration, on pourra toujours craindre la présence l'obstacle d'un obstacle localisé (gros galet, petits blocs, etc.). Il peut également se faire que le refus soit obtenu dans un passage très résistant à faible distance d'une ouche plus faible.

En aucune façon, un essai de pénétration ne pourra donc se substituer à une reconnaissance géologique soignée, sauf cas particulier d'un site déjà connu.

Par ailleurs, dans le cas des pénétromètres à pointe télescopique comme les pénétromètres Audina ou Fondasol, il ne faut pas oublier que la petite pointe a un diamètre très voisin de celui de la tige d'enfoncement.

Lorsqu'on télescopera avec la petite pointe, on enregistrera ainsi un effort global dont on ne pourra dissocier la part prise par frottement latéral la long de la tige, et celle correspondant à la réaction sous la pointe seule.

1.4. Facteurs pouvant influencer les résultats d'un essai de pénétration statique

De nombreux facteurs peuvent influencer les résultats des mesures. Nous n'insisterons pas sur les éléments purement matériels et accidentels tels que par exemple un frottement parasite entre les tiges intérieures et les tubes, l'expérience montrant que lorsque les tiges sont bien nettoyées et graissées ce frottement est négligeable.

Beaucoup plus importants sont les phénomènes de nature dimensionnelle et rhéologique. Ce sont ceux-là qu'il convient d'examiner plus en détail.

1.4.1. Influence du diamètre des pointes

Un certain effet d'échelle a été mis en évidence par Kérisel qui a obtenu en 1961 à la station d'essai de l'I.R.A.B.A., dans des sables serrés, et avec des pénétromètres dont les diamètres variaient entre 45 mm et 320 mm, des termes de pointe qui diminuaient lorsque le diamètre du cône augmentait [7].

Mais il faut bien remarquer que la comparaison portait sur des termes de pointe mesurés une même profondeur quel que soit le diamètre du cône. En fait, ces mêmes essais, dont nous reparlerons plus loin, ont mis en évidence un phénomène fondamental qui est celui de la constante du terme de pointe à partir d'une certaine profondeur « critique » elle même fonction croissante du diamètre.

Les essais de Tcheng réalisés entre 1962 et 1965 toujours à l'I.R.A.B.A. ont montré qu'au-dessous de cette profondeur critique, cet effet d'échelle devenait négligeable et que les termes de pointe tendaient vers une valeur commune.

Les trois pénétromètres utilisés et dont les diamètres étaient de 45, 110, 216 mm ont effectivement donné en milieu sableux moyennement serré, des résistances en pointe très voisines alors que dans les essais de Kérisel à 1,00 m de profondeur, les termes de pointe aux pénétromètres de 45 mm et 216 mm variaient respectivement de 27,5 à 10 MPa, en milieu très serré, Tcheng a trouvé une variation d'environ 23 % entre le pénétromètre de 45 mm et un pieu de 320 mm, ce qui n'est tout de même pas considérable. En 1964, Kérisel a confirmé qu'en

milieu sableux lâche un peu serré les termes de pointe étaient identiques et qu'en milieu serré à partir de 7,00 m de profondeur, les écarts n'excédaient pas 10 %. On peut donc dire qu'en milieu sableux, l'effet d'échelle au sens strict du terme est négligeable. Par contre, ce sont les notions de profondeur relative et de profondeur critique qui s'avèrent particulièrement importante. En pratique, comme les diamètres des pénétromètres usuels varient finalement assez peu et restent compris entre 35 mm et 80 mm, les profondeurs critiques sont très voisines et l'influence des dimensions sur les résultats des essais est absolument négligeable. Par contre, la notion de profondeur critique prendra toute son importance lorsqu'on voudra passer du terme de pointe du pénétromètre à la force portante d'une fondation.

Dans les argiles, l'influence dimensionnelle devrait être appréciable, comme elle l'est d'une façon générale dans tous les corps plasto-visco-élastique.

C'est bien ce qu'ont montré les essais réalisés par Kérisel à Bagnolet dans les argiles vertes du Sannoisien où les pénétromètres et des palpieux de section croissante ont donné des résistances en pointe décroissantes.

Sur les diagrammes d'enfoncement on voit qu'à partir d'une profondeur égale à deux fois le diamètre, les termes de pointe restent constants. Comme les pieux et les pénétromètres ont été descendus à des profondeurs beaucoup plus importantes (supérieures à 13 fois le diamètre) on peut en conclure que la variation des termes de pointe est bien due à un effet d'échelle.

1.4.2. Influence de la forme des pointes

La forme des pointes a également une influence sur les résultats de l'essai. Selon qu'il s'agit en effet d'un simple cône comme dans la plupart des pénétromètres à cône fixe ou d'un cône muni d'une jupe de protection sur laquelle s'exercent les frottements parasites comme dans le pénétromètre Gouda, les résultats peuvent différer dans des proportions appréciables.

C'est bien ce qu'a obtenu J. Jezequel avec une pointe Gouda équipée de jauges électriques et la pointe électrique du Laboratoire des Ponts et Chaussées de Saint-Brieuc, les deux pointes ayant le même diamètre : les valeurs données par la pointe Gouda étaient supérieures de 31 à 42 % environ celles données par la pointe électrique.

Alors que dans la gamme des dimensions courantes des pointes l'influence du diamètre peut à la rigueur être négligée, il ne faudra pas perdre de vue, lorsque l'on voudra comparer des

résultats provenant de différents pénétromètres, que la géométrie des pointes a une grande importance.

1.4.3. Influence des discontinuités dans la pénétration

L'expérience semble montrer une certaine différence entre les résultats obtenus avec les pénétromètres à cône fixe et mesures continues, et ceux obtenus avec des à cône mobile où l'on est obligé d'arrêter la pénétration pour mesurer le terme de pointe.

Au Congrès de Paris en 1961, J. Jezequel indiquait que les pénétromètres dans lesquels on procédait par avancement successif de la pointe et de l'enveloppe latérale, conduisaient à des termes de pointes surestimés. A ce même Congrès, Raedscheldres soutenait la thèse contraire à la lumière des essais réalisés dans les sables en 1949 et 1950 à l'institut Géotechnique de l'Etat à Gand et publiés par de Beer. Ces essais montraient clairement que les mesures continues conduisaient à des résistances en pointe plus grandes que les mesures discontinues. D'après de Beer, cette augmentation du terme de pointe serait due çà une surcharge artificielle au niveau de la pointe, engendrée par le frottement latéral qui s'exerce sur le fût du pénétromètre. Sanglerat confirme ce point de vue et précise que les lectures continues donnent des valeurs supérieures de 8% 0 15 % à celles résultant des lectures discontinues. C'est également le point de vue de Jezequel qui dans des sables secs obtient une augmentation de l'ordre de 10%.

Par contre, dans les argiles, les limons et les sables aquifères, cet auteur a enregistré à la pointe Gouda normale, en lecture discontinue, des termes de pointe supérieures de 28 % à 36 % à ceux correspondant à des lectures continues effectuées avec une pointe Gouda de même forme mais munie de peson à jauge électrique.

Il est à noter que les pointes Gouda normales donnaient en général des résistances de l'ordre du double de celles de la pointe électrique, Jezequel admet que cette grande différence est due moitié à l'effet de la discontinuité de la pénétration.

1.4.4. Influence de la vitesse de pénétration

La vitesse de pénétration est l'un des paramètres qui influe le plus sur les résultats des essais, surtout dans les argiles.

Dans le cas des argiles, le terme de pointe augmente avec la vitesse de pénétration, c'est ce qu'a obtenu Jezequel dans des argiles molles, une augmentation de l'ordre de 14 à 26 % avec

la pointe Gouda normale et de 35% avec la pointe électrique, et ce pour des vitesses variant de 1cm/s à 10 cm/s.

Cet auteur émet l'hypothèse de l'existence d'une vitesse critique au-delà de laquelle le terme de pointe resterait constant.

Dans les argiles raides, l'influence de la vitesse semble moins importante, mais les résultats très dispersés ne permettent pas de tirer une conclusion valable.

Par contre, il semble, toujours d'après les essais de Jezequel, que dans les limons saturés ou les sables aquifères peu compactes, il se produit, à l'inverse de ce que l'on constate dans les argiles, une diminution du terme de pointe lorsque la vitesse de pénétration augmente. Cette particularité peut s'expliquer par le développement de pressions interstitielles dans un matériau dont la densité serait inférieure de la densité critique. Mais il est possible que la géométrie ait une influence.

Dans certains terrains, des effets thixotropiques peuvent également conduire au même phénomène.

Dans les limons d'Orly, riches en carbonate de calcium il a été observé une diminution du terme de pointe du simple au double, lorsque la vitesse augmentait dans un rapport de 1 à 10, ce qui peut s'expliquer par un effondrement de la structure sous une pénétration brutale.

Dans le sable sec serré ou compact, Kérisel et Jezequel arrivent à la même conclusion à savoir que l'influence de la vitesse de pénétration est faible.

Laréal, Sanglerat et Gielly ont étudié systématiquement l'influence de la vitesse de pénétration à l'aide du pénétromètre Audina [6].

En désignant par q_c le terme de pointe mesuré en pénétration continue à la vitesse de 2 cm/s, et par q_{c_0} le terme de pointe mesuré à l'arrêt complet de l'appareil, ces auteurs ont abouti aux conclusions suivantes :

$$- \text{ Argiles molles } \quad 1,7 < \frac{q_c}{q_{c_0}} < 2,2 \text{ pour } q_c < 1,2 \text{ MPa} \quad (1.2)$$

$$- \text{ Löss } \quad 1,5 < \frac{q_c}{q_{c_0}} < 1,6 \text{ pour } 1,5 < q_c < 5 \text{ MPa} \quad (1.3)$$

$$- \text{ Silt sableux } \quad q_c = 1,2 q_{c_0} + 0,3 (q_c \text{ et } q_{c_0} \text{ en MPa}) \quad (1.4)$$

Pour q_{c0} mesuré à l'arrêt au pénétromètre Audina et q_c mesuré au pénétromètre hollandais, ces mêmes expérimentateurs ont trouvé :

$$- \text{ Argiles } \quad 1,6 \leq \frac{q_c}{q_{c0}} \leq 2 \quad (1.5)$$

$$- \text{ Loess } \quad 1,4 \leq \frac{q_c}{q_{c0}} \leq 1,5 \quad (1.6)$$

$$- \text{ Limons sableux } \quad 1,1 \leq \frac{q_c}{q_{c0}} \leq 1,4 \quad (1.7)$$

On constate bien que la vitesse de pénétration tend à surestimer le terme de pointe.

Tout cela mérite évidemment d'être précisé par d'autres expériences, mais nous retiendrons pour l'instant, les conclusions qualificatives suivantes :

Argiles molles	augmentation de q_c avec la vitesse de pénétration
Argiles raides	faible influence de la vitesse (légère augmentation de q_c)
Sables secs	influence de la vitesse faible
Limons et sables aquifères	diminution de q_c lorsque la vitesse augmente.

1.4.5. Influence de la pression interstitielle

Dans les argiles molles et les limons, on doit effectuer une correction de la résistance pénétrométrique q_c car cette dernière est influencée directement par la pression de l'eau interstitielle, qui de son côté influence sur la géométrie du cône. En effet, la résistance en pointe q_t sera écrite sous la forme :

$$q_t = q_c + u_2(1 - a) \quad (1.8)$$

a : Facteur de la surface nette déterminé à partir de la calibration au laboratoire avec des valeurs allant de 0,70 à 0,85. Pour les sols sableux $q_t = q_c$.

1.5. Interprétation théorique

Un pénétromètre est un pieu en modèle réduit, grande est donc la tentation d'appliquer à l'essai de pénétration statique la théorie de la force portante des pieux.

Cette théorie nous enseigne en effet que la contrainte de rupture à la base d'un pieu est donnée par la relation :

$$q_c = \gamma D \cdot N_q + C N_c \quad (1.9)$$

Où : N_q et N_c sont les facteurs de portance classique, fonction de l'angle de frottement interne,

γ est la densité du sol

D est la profondeur.

Le terme de pointe apparaît ainsi comme une fonction linéaire de la profondeur. Il devrait donc suffire de déterminer sur la graphique expérimental la pente γN_q de la droite et d'en déduire l'angle de frottement interne, puisque l'on est sensé connaître l'expression analytique de N_q . D'autre part, l'abscisse à l'origine de cette droite est théoriquement égale à $C N_c$, ce qui devrait permettre de calculer la cohésion, car φ est maintenant connu.

Tout cela paraît bien simple, mais malheureusement ne correspond pas de tout à la réalité expérimentale, tout au moins dans les sols doués de frottement interne.

Pour y voir un peu plus clair, il convient d'examiner séparément le cas des sables purement frottant et celui des argiles purement cohérents.

1.5.1. Cas des sables purement frottant

Dans un sable sans cohésion, l'équation (1.1) se simplifie et devient :

$$q_c = \gamma D \cdot N_q \quad (1.10)$$

d'où l'on tire N_q et par conséquent φ .

C'est ainsi que la plupart des ingénieurs ont procédé pendant des années, certains avec conviction inébranlable, d'autres avec quelques réserves.

Actuellement cette façon de concevoir l'interprétation de l'essai de pénétration doit être absolument abandonnée, car, nous le précisons plus loin, le terme de pointe n'est proportionnel à la profondeur qu'au début de la pénétration.

Néanmoins, nous pensons qu'il n'est pas sans intérêt, ne serait-ce qu'à titre purement « historique » et par souci d'objectivité, d'exposer trois des méthodes théoriques qui furent souvent utilisées, par le passé, celle de l'Herminier, de De Beer et de Bérézantsev.

1.5.1.1. Théorie de l'Herminier

Cette théorie a été exposée par l'Herminier dans son cours de Mécanique des Sols du Centre des Hautes Etudes de la Construction. Nous la reproduisons ci-dessous.

On applique la formule classique :

$$q = \frac{1}{2}\gamma N_\gamma + \gamma N_q \quad (1.11)$$

où N_γ et N_q sont des facteurs de portance respectivement du terme de surface et du terme de profondeur. Les valeurs de ces facteurs sont données dans tous les ouvrages de mécanique des sols en fonction de l'angle de frottement interne que l'on peut déduire, d'après cet auteur, du terme de pointe q_c .

Après avoir observé sur des essais en modèles réduits que l'utilisation de l'angle de frottement interne dans les formules classiques conduisait à des valeurs de N_q trop élevées, l'Herminier a proposé d'introduire un angle de frottement fictif φ_s défini par :

$$\operatorname{tg} \varphi_s = \frac{2}{3} \operatorname{tg} \varphi. \quad (1.12)$$

C'est déjà là une première adaptation qui devrait susciter certaine méfiance à la validation de la théorie.

On applique en général un coefficient de sécurité de 3 sur la valeur de q . Néanmoins, l'Herminier a cru utile de donner la règle pratique suivante :

– *Règle pratique de l'Herminier*

Pour des semelles usuelles encastrées d'au moins 1 m dans un terrain sableux, on peut déterminer le taux de travail admissible par la formule :

$$p = \frac{q_c}{10} \quad (1.13)$$

Cette formule a été utilisée dans une multitude de cas n'a jamais conduit à des désordres et a toujours donnée entière satisfaction.

En pénétration continue les lignes de glissement qui sont des spirales logarithmiques se retournent sur le fût qu'elles atteignent en un point A situé à une distance D_0 au-dessus de la pointe.

L'auteur admet alors que la contrainte qui s'exerce le long du fût entre A et B est une contrainte de butée, ce qui est physiquement impossible, sauf peut-être au voisinage immédiat de la pointe. La réaction en A doit être absolument quelconque et ne peut pas être évaluée.

1.5.1.2. Méthode du De Beer

Avant toute sollicitation extérieure, le sol à une profondeur donnée est soumis à une contrainte intergranulaire naturelle p'_n qui est égal soit au poids des terres en terrain normalement consolidé, soit à la pression de consolidation en terrain surconsolidé [7].

Le professeur De Beer considère alors que, selon la position par rapport à p'_n de la contrainte totale σ engendrée à ce niveau par une sollicitation extérieure, en l'occurrence ici par l'essai de pénétration, ce ne sont pas les mêmes caractéristiques mécaniques qui doivent intervenir dans l'évaluation de la résistance au cisaillement du sol.

S'inspirant vraisemblablement de l'essai cellulaire de Buisman, il admet que la courbe intrinsèque d'un sol est représentée par deux droites qui se coupent en un point dont l'abscisse est précisément p'_n .

Partant de la constatation que dans la plupart des cas et pour les sols belges en particulier la valeur de la cohésion effective est faible, De Beer néglige cette cohésion et, utilisant la théorie de Prandtl, trouve finalement comme expression du terme de pointe :

$$q_c = p'_n V_b'' d \quad (1.14)$$

avec :

$$V''_b = 1,3 \left\{ \left[\operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_a}{2} \right) e^{2\pi \operatorname{tg} \varphi_a} - 1 \right] \frac{\operatorname{tg} \varphi_a}{\operatorname{tg} \varphi} + 1 \right\} \quad (1.15)$$

Cette expression fait encore intervenir deux variables φ et φ_a .

Pour déterminer l'une des deux variables, il faut connaître l'autre.

1.5.1.3. Méthode de Bérézantsev

Bérézantsev admet le schéma de rupture suivant :

- Sous la pointe, les lignes de glissement sont des spirales logarithmiques limitées au plan horizontal de la base du cône ;
- Autour du fût, la surface de glissement est un cylindre concentrique au pénétromètre et de rayon r_0 .

En cours de pénétration, le volume de sol enfermé dans cette surface cylindrique subit des tassements qui donnent naissance, sur cette surface, à des contraintes de cisaillement τ , telles que :

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \delta \quad (1.16)$$

où σ désigne la pression horizontale et δ l'angle de frottement apparent des terres environnantes sur le cylindre.

Cet auteur conduisait son calcul et déduisait le terme de pointe qui vaut :

$$q_c = q_s N_q = \alpha \cdot n \cdot \gamma \cdot B \cdot N'_q \quad (1.17)$$

où :

α est un coefficient fonction de n et de φ qui est tabulé en fonction de δ

$$n = \frac{D}{B} \quad (1.18)$$

$$q_s = \alpha \cdot n \cdot \gamma \cdot B \quad (1.19)$$

$$\text{et } N'_q = \alpha \cdot n \cdot N_q \quad (1.20)$$

cet auteur a appliqué sa méthode aux essais de Kérisel à l'I.R.A.B.A. et a réalisé lui-même un certain nombre d'essais qui ont donné semble-t-il une bonne concordance avec les essais triaxiaux.

1.5.1.4. Méthode de Meyerhof

On part de la formule classique de capacité portante que l'on écrit sous la forme :

$$q = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} \left(1 + \frac{2N_q}{N_{\gamma}} \cdot \frac{D}{B} \right) \quad (1.21)$$

Meyerhof [3] remarque que $\frac{2N_q}{N_{\gamma}}$ est toujours supérieur à 1 et propose d'écrire dans le sens de la sécurité :

$$q = q_0 \left(1 + \frac{D}{B} \right) \quad (1.22)$$

où $q_0 = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma}$ = contrainte limite de rupture pour une fondation rigoureusement superficielle.

Cet auteur a par ailleurs montré que l'on pouvait admettre approximativement :

$$q_0 = \frac{q_c}{40} B \quad (1.23)$$

$$q_0 = q_c \cdot \frac{B}{40} \quad (1.24)$$

où q_0 et q_c sont exprimés en « tones per square feet » et B en pieds.

Si B est exprimée en mètre, on a :

$$\frac{q_0}{q_c} = \frac{B}{40 \times 0,3} = \frac{B}{12} \quad (1.25)$$

d'où :

$$q_0 = \frac{q_c B}{12} \quad (1.26)$$

où q_0 et q_c sont exprimés avec la même unité et B est en mètres.

On obtient alors :

$$q = \frac{q_c B}{12} \left(1 + \frac{D}{B} \right) \quad (1.27)$$

Avec un coefficient de sécurité de 3, le taux de travail admissible sera donc :

$$p = \frac{q_c B}{36} \left(1 + \frac{D}{B} \right) \quad (1.28)$$

Meyerhof fait toutefois remarquer que lorsque B est supérieure à 4 pieds soit 1,20 m environ, si l'on veut être à l'abri de tout risque de tassement différentiel, il faudra limiter le taux de travail admissible à :

$$p < \frac{q_c}{40} \quad (1.29)$$

Ce qui est très différent de la règle de l'Herminier.

1.5.2. Cas des sols purement cohérentes - Expression de la cohésion

Dans une argile purement cohérente, l'expression classique du terme de pointe prend la forme

$$q_c = C N_c + p'_0 \quad (1.30)$$

où N_c désigne le facteur de portance de la cohésion C,

p'_0 La contrainte effective verticale au niveau de la pointe ($p'_0 = \sum \gamma D$).

Dans le cas d'une pointe rigoureusement conique, on peut donc déduire la cohésion du terme de pointe par la relation :

$$C = \frac{q_c - p'_0}{N_c} \quad (1.31)$$

Le facteur N_c s'obtient à partir de la théorie du poinçonnement continu dans le sable, par application du théorème des états correspondants de Caquot, et en passant à la limite pour $\varphi = 0$.

Ce facteur a été déterminé par plusieurs auteurs qui ont en donné des valeurs quelque peu différentes.

- L'Herminier $N_C = 11$
- Skempton $N_C = 10$
- Meyerhof $N_C = 9$
- Caquot et Kérisel $N_C = 7$

Tout le monde est à peu près d'accord aujourd'hui pour admettre la valeur : $N_C = 10$

Donc pour une pointe rigoureusement conique on a :

$$C = \frac{q_c - p'_0}{10} \quad (1.32)$$

Lorsque la pointe est constituée par un cône suivi d'une jupe de protection comme c'est le cas dans les pénétromètres hollandais, le terme de pointe que l'on mesure englobe un certain frottement latéral qui s'exerce inévitablement sur cette jupe de protection.

Ce frottement latéral est une fraction de la cohésion :

$$f = \beta C \quad (1.33)$$

Si S_p désigne la section droite du cône et S_t la surface latérale de la jupe, on peut écrire :

$$S_p q_c = (10C + p'_0)S_p + \beta C S_t \quad (1.34)$$

d'où :

$$q_c - p'_0 = \left(10 + \beta \frac{S_t}{S_p}\right) C \quad (1.35)$$

Une expression du coefficient réducteur β a été donnée par Caquot et Kérisel :

$$\beta = \frac{1 + C^2}{1 + 7C^2} \quad (1.36)$$

La réaction répond finalement à la réaction générale :

$$C = \frac{q_c - p'_0}{10 + \beta \frac{S_t}{S_p}} \quad (1.37)$$

Dans le cas du pénétromètre hollandais où $\frac{S_t}{S_p} = 10$, si l'on fait $\beta = 1$, ce qui n'est vrai que pour les très faibles valeurs de C , on obtient :

$$C = \frac{q_c - p'_0}{20} \quad (1.38)$$

Cette expression semble représenter une limite inférieure des valeurs de la cohésion ; elle est donc dans le sens de sécurité.

Partant de la constatation expérimentale que le terme de pointe était environ le double de celui que l'on pourrait calculer à partir de la formule de Prandlt-Caquot pour une semelle circulaire enterrée :

$$q = 1,3 CN_c + p'_0 = 1,3 \times 5,14 C + p'_0 = 6,7 C + p'_0 \quad (1.39)$$

Begemann a donné la relation :

$$q_c = 2 \times 6,7 C + p'_0 = 13,4 C + p'_0 \quad (1.40)$$

d'où :

$$C = \frac{q_c - p'_0}{13,4} \quad (1.41)$$

Cet auteur a comparé les valeurs de la cohésion obtenues par cette méthode avec un cône à mesure électrique et celles déduites d'essais au scissomètre. La concordance est très correcte.

On remarquera que l'essai de pénétration statique étant un essai rapide au cours duquel la dissipation des pressions interstitielles n'a pas le temps de faire, les valeurs de la cohésion qui peuvent en être déduites sont des valeurs non consolidées et non drainées, que nous désignerons maintenant par C_u .

Il résulte finalement des analyses précédentes, que l'on peut exprimer un ordre de grandeur de la cohésion non drainée par les relations :

- Pointe conique

$$C_u = \frac{q_c - p'_0}{10} \text{ à } \frac{q_c - p'_0}{15}; \quad (1.42)$$

- Pointe hollandaise

$$C_u = \frac{q_c - p'_0}{15} \text{ à } \frac{q_c - p'_0}{20} \quad (1.43)$$

1.6. Mesure du frottement latéral

Nous avons vu que la plupart des pénétromètres modernes sont munis de manchons qui permettent d'effectuer des mesures directes du frottement latéral que l'on désigne par f_s . Mais il s'agit là d'un frottement sol sur acier qui ne peut absolument pas permettre de déterminer l'angle de frottement interne d'un sable pas plus de que ne le permet le terme de pointe. Dans une argile, il ne sera pas question non plus d'essayer d'en déduire une valeur de la cohésion car le rapport f_s/C_u est fonction de la raideur de l'argile et n'est pas connu de façon sûre.

Lorsqu'on ne dispose pas de manchon de frottement, on peut calculer un frottement moyen sur l'ensemble des tiges en retranchant l'effort total d'enfoncement.

Mais on constate alors que le frottement latéral mesuré sur manchon est toujours supérieur au frottement moyen mesuré sur toute la hauteur des tiges. Sanglerat explique ce phénomène par un effet de lissage des parois au passage des tubes et par une ovalisation de la partie supérieure du trou (effet de piquet).

On peut également remarquer que les manchons de frottement sont très voisins de la pointe et se trouvent à l'intérieur du bulbe formé par les lignes de ruptures, c'est-à-dire dans la zone où le frottement est particulièrement élevé. Il n'est donc pas exclu de penser que, toutes choses égales par ailleurs, les mesures au manchon puissent être légèrement optimistes.

On a également cherché à relier le frottement latéral mesuré sur manchon au terme de pointe. Les résultats les plus intéressants sont ceux de Sanglerat.

$$\text{– Tourbes et argiles molles :} \quad \frac{q_c}{30} < f_s < \frac{q_c}{10} \quad (1.44)$$

$$\text{– Argiles :} \quad \frac{q_c}{25} < f_s < \frac{2q_c}{25} \quad (1.45)$$

$$\text{– Limons, argiles sableuses :} \quad \frac{q_c}{100} < f_s < \frac{q_c}{25} \quad (1.46)$$

$$\text{– Sables :} \quad \frac{q_c}{150} < f_s < \frac{q_c}{100} \quad (1.47)$$

$$\text{– Sables grossiers et graviers :} \quad f_s < \frac{q_c}{150} \quad (1.48)$$

Cet auteur a également trouvé, avec le frottement moyen mesuré sur toute la hauteur des tiges, et dans les argiles :

$$f_c = \frac{q_c}{50} \quad (1.49)$$

Alors que dans la même série d'essais, les mesures sur manchons Begemann, avaient donné :

$$f_s = 3 \frac{q_c}{50} \quad (1.50)$$

Le frottement sur manchon était donc trois fois plus élevé que le frottement sur les tiges.

Ces corrélations entre terme de pointe et frottement ont une application curieuse et inattendue ; elles permettent une classification des sols en fonction du rapport f_s/q_c appelé « *Friction Ratio* », comme la montré Begemann.

Cette classification se traduit sous forme de graphique (fig.1.12)

Les recherches récentes de Sanglerat et *al* dans la région Rhône-Alpes à partir des mesures au pénétromètre Audina et portant sur une population de plus de 20 000 couples (q_c, f_s) recourent bien dans l'ensemble les résultats de Begemann et ont abouti au tableau ci-dessous et à la classification graphique de la figure.

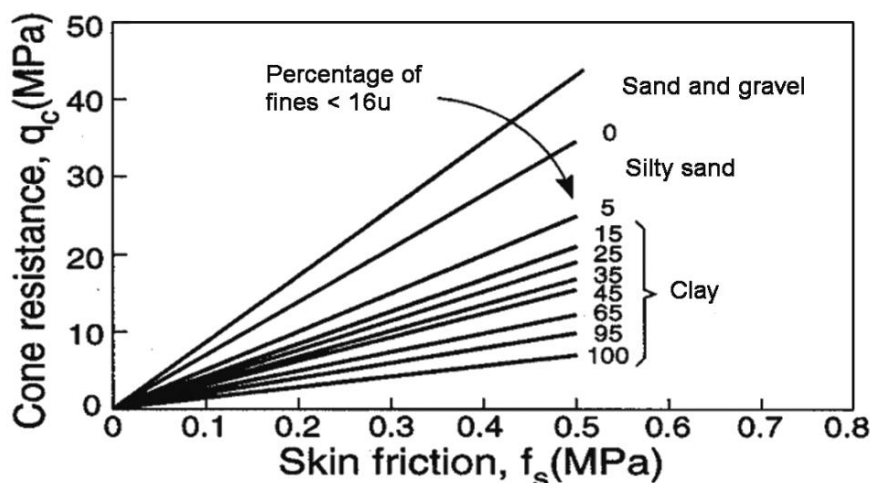


Figure 1.12 : Relation entre q_c , f_s et le type de sol d'après Begemann

C'est peut être poussé là un peu loin les possibilités du pénétromètre qui ne pourra jamais remplacer un forage, mais, si l'on sait conserver un esprit critique, ces corrélations peuvent éviter d'interpréter trop aveuglément un essai de pénétration statique.

1.7. Méthodes empiriques

Ces méthodes sont basées sur la compilation des résultats d'essais aux pénétromètres statiques in-situ ou en chambre de calibration dans les sables.

L'ajustement des résultats expérimentaux de pénétration statique a permis à Wilson et Smith (1988) de proposer la relation suivante, liant la résistance pénétrométrique q_c à l'angle de frottement φ , à une profondeur Z donnée :

$$q_c = \gamma \cdot Z \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \cdot \exp\left[\left(\frac{\pi}{3} + 4\varphi\right) \text{tg}\varphi\right] \quad (1.51)$$

1.8. Méthodes semi-empiriques

De nombreuses corrélations semi-empiriques ont été développées pour estimer les différents paramètres géotechniques pour différents types de sol à partir de l'essai de pénétration statique. Ces corrélations varient selon leur fiabilité et applicabilité, comme le CPT possède plusieurs détecteurs additionnels (ex. le piézocône CPTu, le SCPT ...etc.), l'applicabilité de CPT pour estimer les paramètres du sol varient aussi [18]

Le tableau 1.1 donne une estimation sur l'applicabilité de CPTu (piézocône) afin d'estimer les paramètres du sol. Si le SCPT est ajouté, on peut encore estimer les paramètres de rigidité de sol (E , G et G_0).

Tableau 1.1 : Applicabilité de l'essai CPTu pour l'estimation des paramètres du sol

Type de sol	D_r	K_0	OCR	S_t	S_u	φ'	E, G^*	M	G_0^*	k	c_h
Sable	2-3	-	5	-	-	2-3	2-3	2-3	2-3	3	3-4
Argile	-	2	1	2	1-2	4	3-4	2-3	3-4	2-3	2-3

1= élevée, 2= élevée à moyenne, 3= moyenne, 4= moyenne à faible, 5= faible fiabilité, - = pas d'applicabilité, * = applicabilité améliorée par l'essai SCPT (séisme).

où :

D_r : Densité relative

E, G : Modules de Young et de cisaillement

OCR : Facteur de surconsolidation

S_u : Résistance au cisaillement non drainée

c_h : Coefficient de consolidation

φ' : Angle de frottement

K_0 : Coefficient des terres au repos

G_0 : Module de cisaillement pour les petites déformations

M : Compressibilité

S_t : Sensibilité

k : Perméabilité

En outre, on peut citer les travaux de Mitchell et Durgunoglu (1975) [5] qui se basent sur l'extension du modèle de capacité portante des corps rigide plastique et l'introduction de certains facteurs tels que le diamètre du cône, l'angle du cône et la rugosité de sa surface. La méthode est limitée aux sables siliceux propres normalement comprimés, et présentée par l'abaque de la figure 1.12 liant q_c à la contrainte verticale effective due au poids des terres σ'_v et l'angle de frottement φ . Cet abaque est décrit pratiquement par l'équation de Wilson et Smith, ce qui permet soit d'utiliser l'abaque, soit de calculer directement avec la formule précédente.

Cette méthode a été recommandée en 1987 par l'organisme CIRIA pour l'estimation de l'angle de frottement des sables à partir du pénétromètre statique.

En cas d'un sol surcomprimé (surconsolidé), il est recommandé d'utiliser l'expression semi-empirique de Clausen et Denver (1995), tenant compte du facteur OCR (overconsolidated ratio) définissant le degré de surconsolidation, et permettant d'avoir, d'après les auteurs, un ordre de grandeur raisonnable de l'angle de frottement. Cette formule approchée, ayant pour point de départ l'équation générale de Bolton (1986) [4] pour les sables, s'écrit :

$$\varphi'(^{\circ}) = \left[17,2 \times \left(q_c / \sigma'_v \right)^{0,185} \right] (OCR)^{-0,06} \quad (1.52)$$

Le degré de surconsolidation est OCR est défini par :

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_v} \quad (1.53)$$

OCR est égal à un pour un sable normalement comprimé, ce paramètre est, à l'heure actuelle, difficile à quantifier puisque il se base sur la notion de précompression du sable, qui est-elle même délicate, du fait de la difficulté d'extraire des échantillons intacts.

D'autres méthodes existent, parmi elles on cite la méthode de Robertson et Campanella (1983), et celle de Chen et Juang (1996), pour les sables normalement comprimés. Une formule unifiée pour les trois méthodes s'écrit comme suit :

$$tg\varphi = \frac{1}{\alpha} \ln \left(\frac{q_c}{\beta \cdot \sigma'_v} \right) \quad (1.54)$$

où :

- $\alpha = 7,629$, $\beta = 0,194$ Pour Mitchell et Durgunoglu
- $\alpha = 6,820$, $\beta = 0,266$ Pour Robertson et Campanella
- $\alpha = 7,079$, $\beta = 0,340$ Pour Cheng et Juang

Une synthèse intéressante des méthodes semi-empirique pour l'évaluation de l'angle de frottement φ à partir de la résistance en pointe q_c a été présentée par Huang et Juang (1996). D'après ces auteurs, la compressibilité est un facteur primordial dans la relation entre l'angle de frottement d'un sable et la résistance en pointe. Ils recommandent d'utiliser la méthode de Mitchell pour un sable de faible compressibilité, celle de Robertson et Campanella pour sable

moyennement compressible et celle de Chen pour un sable de haute compressibilité. Une méthodologie a été proposée par ces auteurs pour l'évaluation de la compressibilité à la base de quatre facteurs qu'ils ont jugés les plus importants : les caractéristiques minérales, l'angularité de la particule de sable, la graduation des grains et enfin la rugosité du sable.

1.9. Méthode des éléments finis

Une analyse par éléments finis a été entreprise par Wilson et Smith (1988) pour étude de l'enfoncement d'une pointe conique dans un milieu élastoplastique suivant la loi de comportement de Vermeer [5]

L'influence de la contrainte moyenne sur l'angle de frottement γ a été incluse à la base de la relation $\varphi' = \log \sigma$ de Clough et Vesic. En outre, les éléments d'interface cône/sol ont aussi été introduits pour modéliser le glissement au l'enfoncement de la pointe.

Une telle méthode paraît plus réaliste que celle de la capacité portante, du fait qu'elle approche le mieux le comportement réel du sol (compressibilité, influence de la contrainte moyenne, glissement de l'interface,...).

Il est à noter que les résultats obtenus par cette méthode coïncident très bien avec ceux des deux méthodes précédentes.

On se propose dans ce qui suit d'exposer les méthodes d'estimation de la cohésion non drainée C_u d'une argile à partir du pénétromètre statique. L'idée de cette corrélation est justifiée par l'assimilation de la pointe pénétrométrique à une fondation profonde circulaire poinçonnant un sol argileux saturé ($\varphi_u = 0$). La pression verticale ultime en surface en pointe, selon la théorie classique, est alors :

$$q_l = q_c = C_u \cdot N_c + \gamma \cdot Z \quad (1.55)$$

Les grandeurs q_c et C_u sont deux paramètres de résistance et reflètent le comportement non drainé de l'argile non drainée. En toute rigueur, le rapport q_c/C_u dépend de la géométrie du cône et de la vitesse de pénétration. Néanmoins, pour une géométrie courante du cône, soit une section de 10 cm², un angle du cône de 60° et une vitesse égale environ 20 mm/s.

Cette corrélation a été abondamment traitée en littérature et prend la forme suivante :

$$N_k = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{C_u} \quad (1.56)$$

N_k est appelé *facteur de cône*, σ_{v0} est la contrainte totale due au poids des terres à la profondeur étudiée, elle a été introduite pour tenir compte de l'effet de la profondeur sur la résistance en pointe.

Le facteur du cône est généralement déterminé par comparaison de l'essai de CPT aux essais de cisaillement à la boîte, au triaxial ou au scissomètre du chantier. Différentes laboratoires et organismes de recherche ont suggéré des valeurs à N_k suite à l'analyse d'une base de données contenant un nombre de cas statiquement représentatif. Le tableau 1.2 récapitule les différentes valeurs recommandées pour ce paramètre. Dans la colonne (site), si l'étude a porté sur un grand nombre de sites, on indiquera seulement le pays. En outre, les six premières corrélations de ce tableau sont d'origine théorique.

Tableau 1.2 : valeurs du facteur de cône [5]

Référence	Site	Plage de N_k	Valeur recommandée	Remarques
Baligh(1975)	-	14-18		
Begemann (1963)	-		13,4	
L'Herminier	-		11	

Tableau 1.2 (suite) : valeurs du facteur de cône

Skempton	-		10	
Meyerhof	-		9	
Caquot-Kérisel	-		7	
De Ruitier(1982)	-	10-15		-Argile Norm. Consolidée. -Argile surconsolidée
Barakat et al.	Egypte		10	-Argile Norm. Consolidée.
Mtynarek et al.		20-24		-Argile surconsolidée
Sanglerat (1965)	Anncy	10-20	15	-Argile molle
Amar et al. (1972)	France		12 30	- $C_u < 50kPa$ - $C_u > 600kPa$

Thom et al. (1995)	Australie	12-15		
Nuyens et al.			15	
Rocha et al.	Brésil	10,5-15,5	14	–Argile molle
Denver	Danemark		10	
Tanaka (1995)	Japon	8-16		
Formonaviccius			20 15	–Argile molle
Georges et al.	Nigéria	12-20		–Argile Norm. Consolidée
Lunne et al.	-	-	15	
Ming-Fang	Malaisie	-	10	–Argile marine
Ajdic et al	-	-	16	–Argile norm. Consolidée
Manas et al. (1995)	-	-	15	-
Moller et al.	Suède	-	16,3	
Nguen-Truong	Vietnam	14-30	20	–Argile limoneuse molle
Olsen (1995)	USA	9-13 14-17		–Argile Norm. Consolidée –Argile surconsolidée
Desai et al	Inde	14-16 22-30		–Argile Norm. Consolidée –Argile surconsolidée

Il se dégage de ce tableau que le facteur de cône dépend du degré de surconsolidation de sol.

Mises à part les valeurs théoriques, on constate que pour les argiles molles ou normalement consolidées, les valeurs du facteur de cône fluctuent autour d'une valeur moyenne de 14 avec un coefficient de variation (écart type/moyenne) de 20 %. Pour l'argile raide ou surconsolidée, ce facteur tourne autour de 22 avec un coefficient de variation égal à 27 %. Ce résultat, contrairement à ce qui se passe souvent lors de la compilation des résultats provenant de diverses sources, est caractérisé par une faible dispersion et présente ainsi un intérêt pratique pour les projets de fondation. On peut en effet obtenir un ordre de grandeur de la cohésion non drainée de l'argile là où les essais de laboratoire n'ont pas été réalisés ou même contrôler les résultats de ces essais.

On retient, pour les besoins de la pratique, les corrélations suivantes :

- $N_k = 14$ Pour une argile saturée normalement consolidée.
- $N_k = 22$ Pour une argile saturée surconsolidée.

1.10. Rôle de l'essai de pénétration statique

1.10.1. Détermination du profil de sol et du type de sol

L'application majeure de l'essai de pénétration statique réside essentiellement dans la détermination de du profil de sol et par conséquent le type de sol. Il est évident que la résistance en pointe est élevée dans les sables et faibles dans les argiles, par contre le facteur de frottement ($R_f = f_s/q_t$) est faibles dans les sables et élevé dans les argiles.

Les abaques déduits à partir du CPT ne peuvent pas fournir des prédictions exactes sur le type de sol basées sur la granulométrie mais ils peuvent nous servir comme un guide pour la caractérisation mécanique du sol ou bien *le type du comportement de sol (SBT : Soil Behaviour Type)* [19]

1.10.1.1. Abaques non normalisés

En se basant sur le SBT, Robertson et al. (1986) présente des abaques qui sont actuellement les plus répandus dans les projets de fondations (figures 1.13 & 1.14 et tableaux 1.3 & 1.4). L'abaque utilise essentiellement les paramètres standards du CPT (la résistance en pointe q_c et le facteur de frottement R_f). L'abaque est global en lui même et peut donner des prédictions raisonnables sur type du comportement de sol (SBT) jusqu'à une profondeur de 20m.

1.10.1.2. Abaques normalisés

Comme la résistance à la pénétration et le frottement latéral augmentent avec la profondeur (avec bien évidemment l'augmentation de la contrainte effective surabondante). Les renseignements fournis par le CPT nécessitent une normalisation en terme contrainte effective surabondante [19]. Robertson (1990) propose un autre abaque normalisé (figure 1.14).

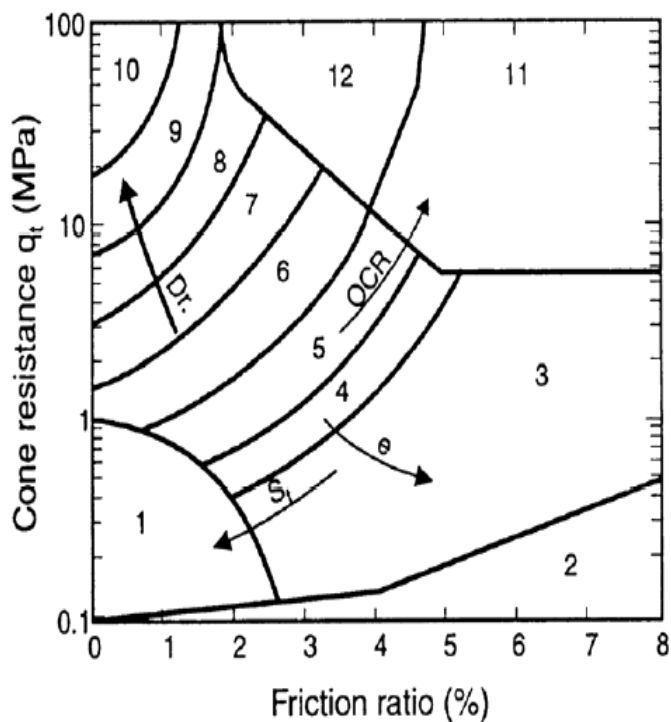


Figure 1.13. Type du comportement de sol (SBT) issu du CPT d'après Robertson et al. (1986)

Tableau 1.3. Tableau illustratif du Type du comportement de sol (SBT) d'après Robertson et al.(1986)

zone	Type du Comportement de Sol (SBT)
1	Sol fin sensible
2	Matière organique
3	Argile
4	Argile limoneuse à argile
5	Limon argileux à argile limoneuse
6	Limon sableux à limon argileux
7	Sable limoneux à limon sableux
8	Sable à sable limoneux
9	Sable
10	sable graveleux à sable
11	Sol fin très rigide*
12	Sable à sable argileux*

*surconsolidé ou cimenté

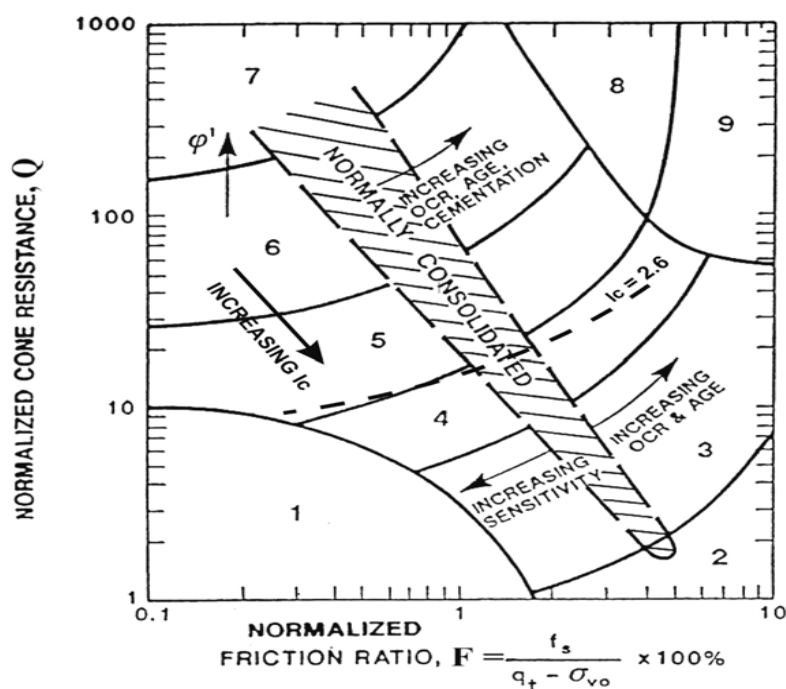


Figure 1.14 : Type du comportement de sol normalisé (SBT_N), issu du CPT, $Q_t - F$ d'après Robertson et al. (1990)

Tableau 1.4 : Tableau illustratif du comportement de sol normalisé (SBT_N) d'après Robertson et al. (1990)

Zone	Type du Comportement de Sol (SBT)	I_c
1	Sols fins sensibles	N/A
2	Sols organiques	>3,6
3	Argiles- argile limoneuse à argile	2,95-3,6
4	Mélange de limons- limon argileux à argile limoneuse	2,60-2,95
5	Mélange de sables- sable limoneux à limon sableux	2,05-2,6
6	Sables- sable propre ou sable limoneux	1,31-2,05
7	Sable graveleux ou sable dense	< 1,31
8	Sable très rigide ou sable argileux*	N/A
9	Très rigide, fines particules*	N/A

*fortement surconsolidé ou cimenté

Les abaques normalisés de type SBT_N proposés par Robertson (1990) contiennent encore des abaques additionnels basés sur la pression interstitielle non normalisée B_q , comme le montre la figure 1.15, tels que :

$$B_q = \Delta u / q_n \quad (1.57)$$

et, la pression interstitielle excédentaire, $\Delta u = u_2 - u_0$

la résistance nette en pointe, $q_n = q_t - \sigma_{v0}$

L'abaque $Q_t - B_q$ aide à l'identification des sols fins saturés où le surplus de la pression interstitielle peut être important.

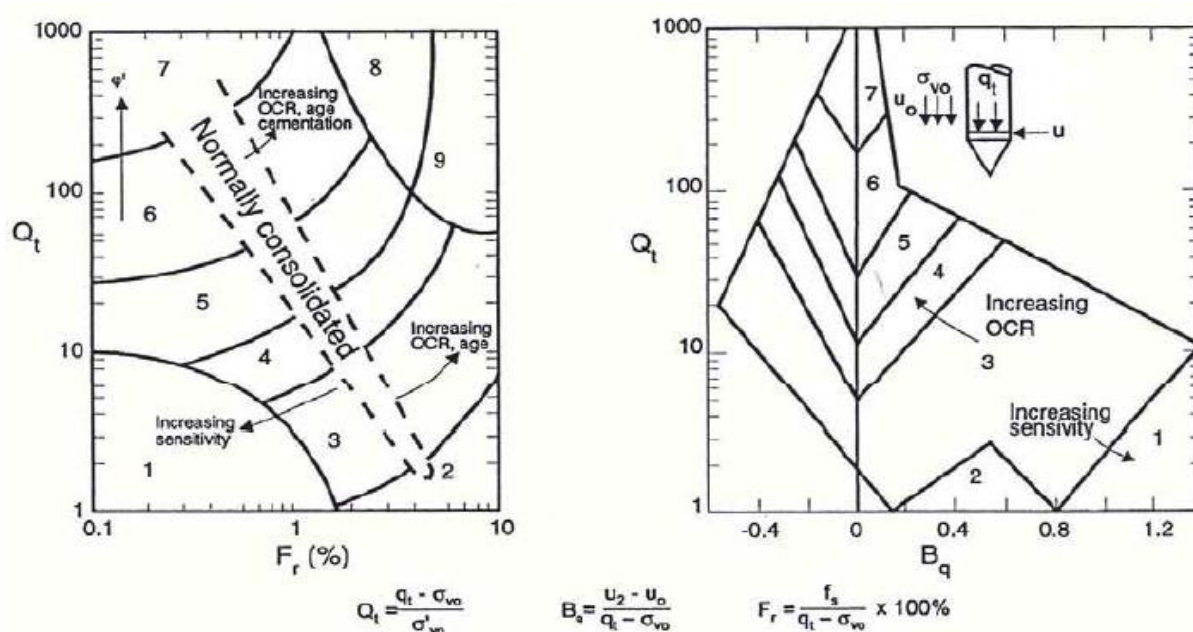


Figure 1.15 : Type du comportement de sol normalisé (SBT_N), issu du CPT, $Q_t - F_r$ et $Q_t - B_q$ d'après Robertson et al. (1990)

Tableau 1.6 : Tableau illustratif du tType du comportement de sol normalisé (SBT_N), issu du CPT, $Q_t - F_r$ et $Q_t - B_q$ d'après Robertson et al. (1990)

zone	Type du Comportement de Sol (SBT)
1	Sols fins sensibles
2	sols organiques
3	Argiles- argile limoneuse à argile

4	Mélange de limons- limon argileux à argile limoneuse
5	Mélange de sables- sable limoneux à limon sableux
6	Sables- sable propre ou sable limoneux
7	Sable graveleux ou sable dense
8	Sable très rigide ou sable argileux*
9	Très rigide, fines particules*

I_c : représente le facteur du type du comportement de sol (SBT) qui vaut :

$$I_c = ((3,47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1,22)^2)^{0,5} \quad (1.58)$$

tel que :

Q_t = la résistance en pointe normalisée (sans dimension) = $(Q_t - \sigma_{v0})/\sigma'_{v0}$

F_r = facteur de frottement normalisé, en % = $f_s / (Q_t - \sigma_{v0}) \times 100\%$

Pendant les dernières années, Robertson a attribué des couleurs code pour chaque SBT afin d'aider à la visualisation du type de comportement de sol pour un profil CPT donné. La figure 1.16 en montre un exemple.

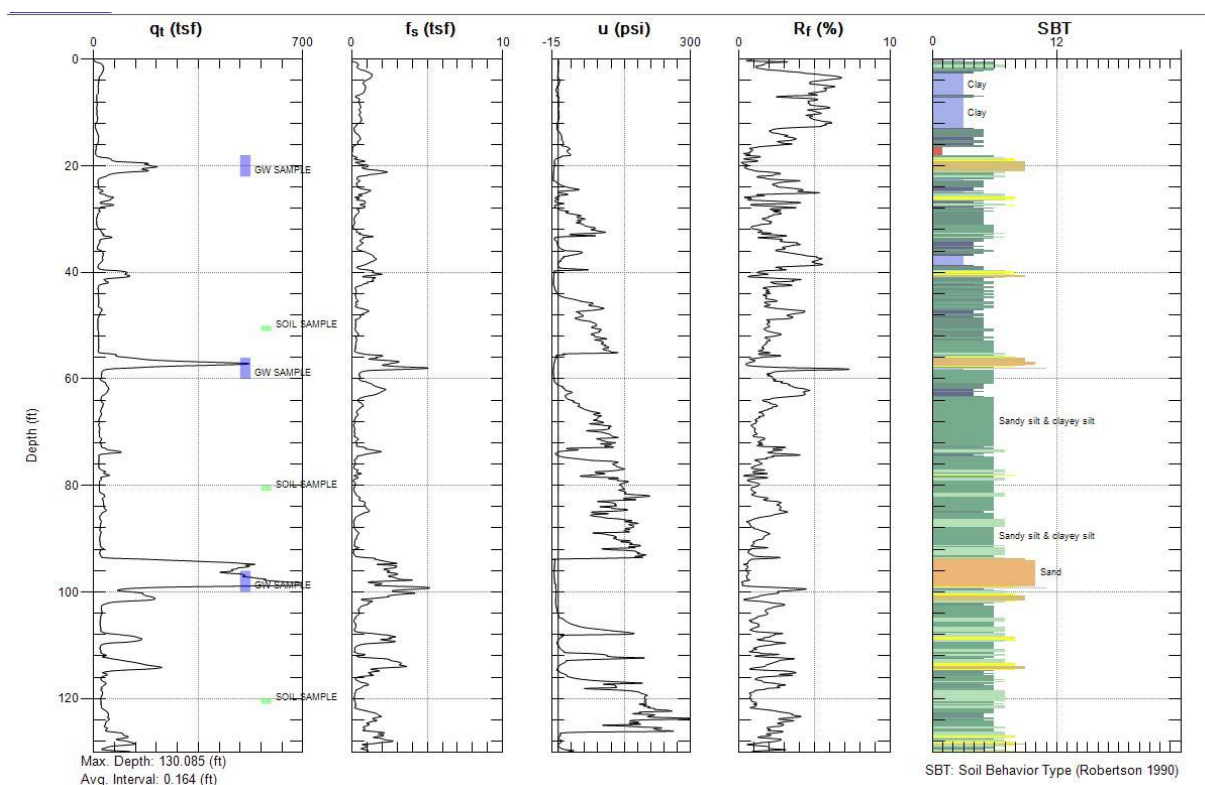


Figure 1.16: Exemple d'un profil CPTu avec le SBT correspondant

(1tsf ~ 0,1MPa, 14,7 psi = 100 MPa).

1.10.2. La résistance au cisaillement non drainée (S_u)

Étant donné que la réponse non drainée des sols dépend de la direction de chargement, l'anisotropie de sol, le taux de déformation et son histoire de contrainte (OCR), il n'existe pas donc une valeur précise et unique pour la résistance non drainée au cisaillement.

La relation théorique reliant entre la résistance au cisaillement non drainée et la résistance en pointe s'exprime comme suit :

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \quad (1.59)$$

Les valeurs de N_{kt} (voir le paragraphe précédent) sont comprises entre 10 et 20. **Le facteur du cône N_{kt}** a tendance à augmenter avec l'augmentation de la plasticité et à diminuer avec la diminution de la sensibilité du sol S_t . Lunne et al. (1997) a montré que N_{kt} varie avec B_q , quand N_{kt} diminue, B_q augmente, pour $B_q \sim 1$, N_{kt} peut être pris égal à 6.

L'expérience ne permet d'estimer la valeur de la résistance au cisaillement non drainée que pour des valeurs du facteur de cône comprises entre 15 et 20.

Dans les argiles molles où la valeur de la résistance en pointe est incertaine, l'estimation de S_u peut être faite à partir de Δu (le surplus de la pression interstitielle) comme suit :

$$S_u = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}} \quad (1.60)$$

où :

$$N_{\Delta u} = N_{kt} \times B_q \text{ est compris entre 4 et 8.} \quad (1.61)$$

1.10.3. Sensibilité du sol

La sensibilité S_t du sol est définie comme étant le rapport entre la résistance au cisaillement non drainée du sol intact à la résistance au cisaillement non drainée du sol remanié [18].

$$S_t = \frac{S_t}{S_{t(Remolded)}} = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \left(\frac{1}{f_s} \right) = 7/F_r \quad (1.62)$$

Pour les argiles relativement sensibles la valeur de S_t est à titre indicatif supérieure à 10.

1.10.4. Rapport de la résistance au cisaillement non drainée (s_u/σ'_{v0})

La connaissance du rapport (s_u/σ'_{v0}) sert à la détermination du facteur de surconsolidation (OCR)

à partir du CPT :

$$\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} = \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) (1/N_{kt}) = Q_t/N_{kt} \quad (1.63)$$

$$\text{pour } N_{kt} \sim 14 \quad (s_u/\sigma'_{v0}) \sim 0,071 \cdot Q_t \quad (1.64)$$

Pour un sol normalement consolidé [3]

$(s_u/\sigma'_{v0})_{NC} = 0,22$ Pour un angle de frottement drainé φ' égal à 26 on trouve une valeur de Q_t à peu près égal à 3.

1.10.5. Coefficient de surconsolidation

Le coefficient de surconsolidation est défini comme étant le rapport entre la contrainte effective de consolidation (maximum) dans le passé et la contrainte effective actuelle [18].

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \quad (1.65)$$

Pour les argiles surconsolidées

$$(s_u/\sigma'_{v0})_{OC} = (s_u/\sigma'_{v0})_{NC} (OCR)^{0,8} \quad (1.66)$$

Selon Robertson (2009) [19]

$$OCR = 0,25(Q_t)^{1,25} \quad (1.67)$$

Mayne and Kulhawy (1991) [25] propose une simple méthode

$$OCR = k \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) = k \cdot Q_t \quad (1.68)$$

k est compris entre 0.2 et 0,5 avec une valeur moyenne de 0,33

1.10.6. Coefficient des terres au repos (K_o)

Il n'existe pas de méthode exacte pour la détermination de K_o . Cependant pour des sols fins, on peut estimer sa valeur à partir du facteur de surconsolidation comme le montre la figure 1.17.

Kulhawy and Mayne (1991) [25] propose une approche similaire et trouvent :

$$K_o = 0,1 \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (1.69)$$

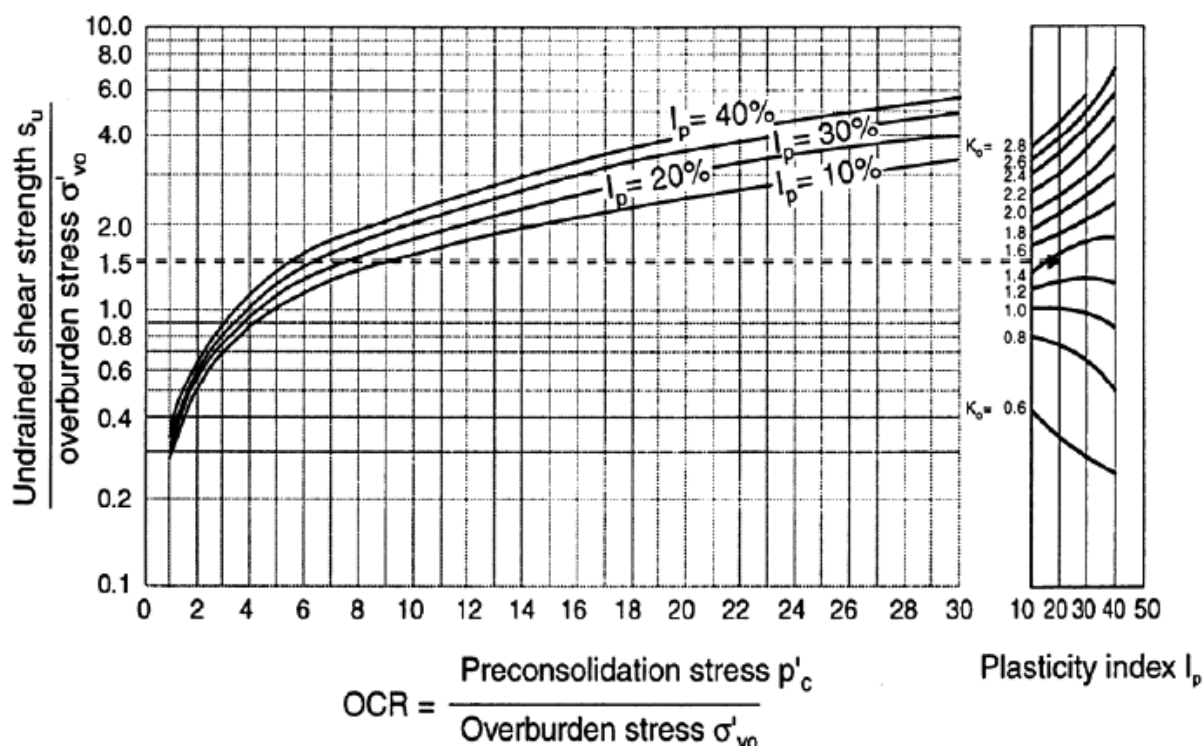


Figure 1.17 : OCR et K_0 à partir de (s_u/σ'_{v0}) et l'indice de plasticité (d'après Anderson et al. 1979)

1.10.7. Angle de frottement (φ')

La résistance au cisaillement des sols non cimentés et frottant est généralement exprimé en termes de l'angle de frottement φ' .

Différentes sont les méthodes qui ont été proposées pour la détermination de l'angle de frottement φ' . Les plus intéressantes sont :

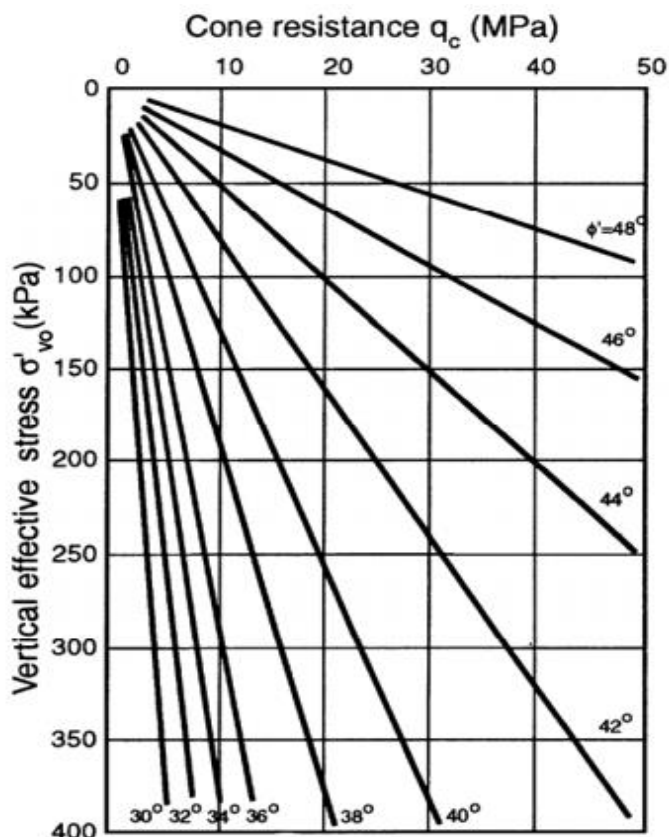
- La théorie de capacité portante
- La théorie de l'expansion de cavité
- Méthodes empiriques, basées sur les essais dans la chambre de calibrage.

Beaucoup de travaux ont été effectués dans des sables propres (Yu and Mitchell, 1998), basés sur la théorie de l'expansion de cavité, et les résultats trouvés sont forts intéressants de fait de leur fiabilité, simplicité, et qu'ils font appel à plusieurs paramètres du sol.

Cependant, les méthodes empiriques basées sur les essais dans la chambre de calibrage Robertson et Campanella (1983) sont les plus utilisée [18].

Kulhawy et Mayne (1991) ont proposé une relation valable pour les sables propres, ronds, quartzueux non cimenté comme suit :

$$\phi' = 17,6 + 11\log(Q_t) \quad (1.70)$$



Note: 0.1MPa = 100 kPa = 1 bar \approx 1 tsf \approx 1 kg/cm²

$$\tan \phi' = \frac{1}{2.68} \left[\log \left(\frac{q_c}{\sigma'_{vo}} \right) + 0.29 \right]$$

Figure 1.18 : Abaque de Robertson et Campanella (1983) pour l'estimation de l'angle de frottement pour un sable quartzueux non cimenté

1.10.8. Densité relative (D_r)

Pour un sol frottant, on a souvent recours à sa densité relative (appelé aussi l'indice de densité) qui est un paramètres intermédiaire du sol est qui est donné par :

$$I_D = D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (1.71)$$

avec:

e_{max} et e_{min} Sont les respectivement le maximum et le minimum de l'indice des vides et e est l'indice des vides in-situ

Suite à des essais effectués dans la chambre de calibrage sur le sable de Ticino, Baldi et al (1986) recommandent une formule pour estimer la valeur de D_r à partir de la résistance en pointe q_c . Une version modifiée de cette formule est comme suit :

$$D_r = \left(\frac{1}{C_2}\right) \ln\left(\frac{q_{c1}}{C_0}\right) \quad (1.72)$$

avec:

C_0 et C_2 sont des constantes de sol.

p_a représente la pression de référence de 100 kPa.

$$q_{c1} = (q_c / p_a) / (\sigma'_{vo} / p_a)^{0,5} . \quad (1.73)$$

1.10.9. Rigidité et module de Young

Les données fournies par l'essai de pénétration statique peuvent servir à la détermination du module de Young qui est très important dans le calcul du tassement et ce dans le cas des sols frottant [16].

La figure 1.19 est un guide très utile qui aide à la détermination du module de Young pour les sols non cimentés

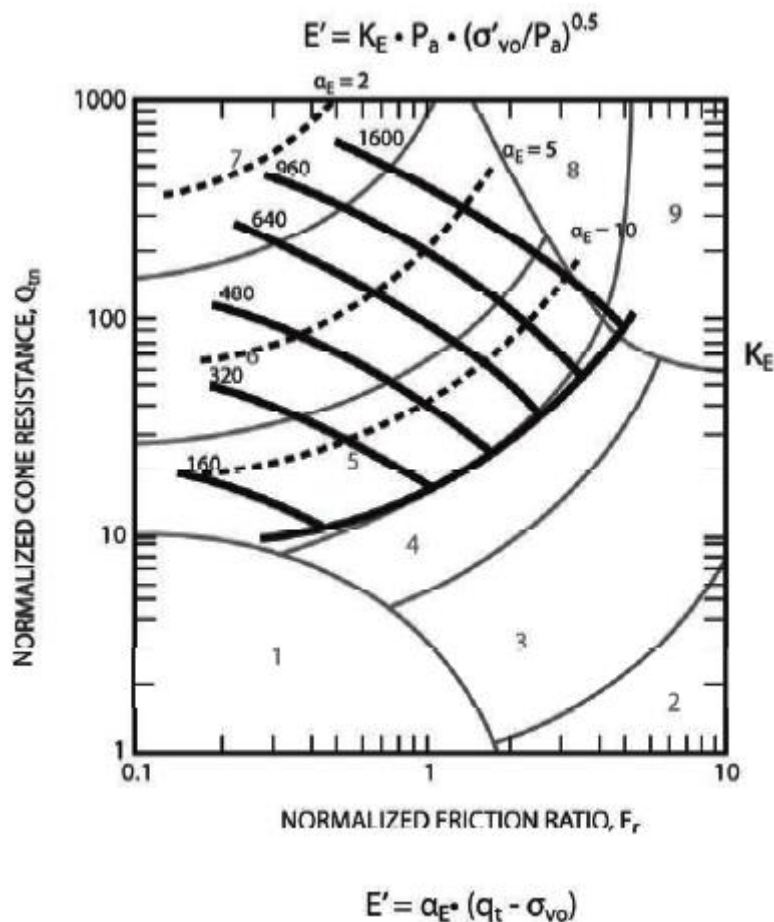


Figure 1.19: Evaluation du module de Young drainé E' à partir du CPT, $E = \alpha_E (q_t - \sigma_{vo})$ où : $\alpha_E = 0.015 \left[(10^{(0.55I_c + 1.68)}) \right]$

1.11. Conclusion

L'essai de pénétration statique consiste à enfoncer dans le sol, à vitesse lente et constante et à l'aide d'un vérin hydraulique, une pointe terminée par un cône. Un dispositif approprié permet de mesurer la résistance à la pénétration du cône, ainsi qu'éventuellement, le frottement latéral mobilisé sur une longueur donnée.

Les résultats sont présentés sous forme de graphique appelé pénétrogramme donnant la variation de la résistance au cône (q_c) appelée couramment résistance de pointe et le frottement latéral mesuré par le manchon (f_s) en fonction de la profondeur. Le rapport de frottement est parfois donné dans le même diagramme, il permet la classification de la couche traversée moyennant quelques corrélations.

CHAPITRE 2

CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

2.1. Généralités sur les fondations

Par définition, on appelle « fondation », tout élément d'une construction destiné à transmettre au sol les efforts engendrés par la superstructure. La section droite horizontale d'un tel élément peut être circulaire, carrée ou rectangulaire. Dans les deux premiers cas, on dit qu'il s'agit d'une fondation isolée et dans le troisième cas, si la longueur est grande par rapport à la largeur, on dit qu'il s'agit d'une fondation circulaire [7]

2.2. Notion de charge limite

Considérons une fondation de largeur B établie à une profondeur D au-dessus de T.N. et supposons le sol homogène.

Soumettons cette fondation à des charges croissantes.

- Pour de faibles charges, le comportement du sol sera rigoureusement élastique. C'est la phase des microdéformations.
- Pour des charges plus élevées le sol se comportera comme un matériau pseudo-élastique. Dans cette phase, la linéarité effort-déformation n'est qu'approximative. Il en est de même de la versatilité des déformations.
- Enfin, pour les fortes charges, le sol travaillera dans une phase plastique ; les déformations ne sont plus, même approximativement, proportionnelles aux efforts, et il existe une charge limite pour laquelle la déformation devient théoriquement infinie.

En réalité, cette notion de charge limite n'est pas aussi simple que cela, car la durée d'application de la charge intervient dans le phénomène, surtout dans les argiles et les limons.

En effet, l'expérience montre que si pour de faibles charges, inférieures à une certaine valeur Q_0 , la déformation tend vers une limite finie. Il n'en est plus de même au-delà. C'est ainsi que pour des charges plus élevées, mais inférieures à une charge critique Q_f , les déformations évoluent d'abord très lentement, puis se mettent à augmenter jusqu'au poinçonnement. C'est ce que l'on appelle rupture « à long terme », qui correspond à la plupart des glissements de terrains. Pour des charges supérieures à Q_f , les déformations sont très rapides et peuvent même être quasi-instantanées. Il s'agit alors d'une rupture « à court terme » ; dans laquelle n'interviennent que les contraintes totales et qui en théorie classique s'étudie à partir des caractéristiques apparentes φ_u et C_u obtenus dans un essai rapide non consolidé et non drainé. Par contre, dans la rupture à long terme, il faut utiliser les caractéristiques φ' et C' déterminés dans un essai lent consolidé et drainé.

Cette notion de rupture à court terme et de rupture à long terme n'a pas grande signification pour les fondations établies en milieu sableux ou plus généralement en milieu perméable, et même dans une certaine mesure dans les argiles non saturées, car les pressions interstitielles se dissipent très rapidement pour ne pas dire instantanément, après application de la charge.

Par contre, il n'en est plus de même en milieu saturé de faible perméabilité, c'est-à-dire dans les argiles et les limons, où les calculs de stabilité doivent être effectués à court terme, c'est-à-dire en contraintes totales, et à partir des caractéristiques apparentes, car ils conduisent alors à des résultats plus restrictifs. C'est ce qui explique le grand intérêt des essais in situ qui sont des essais rapides, ne donnant que des caractéristiques apparentes.

2.3. Différentes approches d'estimation de la capacité portante des fondations

superficielles

Les méthodes de calcul de la capacité portante basées sur l'essai de pénétration statique sont essentiellement empiriques. Ceci provient de la complexité de l'interprétation théorique du problème de pénétration d'un cône dans un massif de sol. L'essai pressiométrique est, par contre, plus facile à interpréter sur le plan théorique et fournit par conséquent des approches semi-empiriques pour le calcul de la portance des fondations.

Cette comparaison n'enlève en rien au pénétromètre statique sa valeur pratique. L'avenir est plutôt prometteur quant au développement de la théorie pénétrométrique.

On note que le calcul à partir de l'essai pénétrométrique correspond à un comportement non drainé pour les sols fins tels que l'argile et le limon. Les sols pulvérulents manifestent un comportement non drainé instantané. Or, l'expérience montre que dans le problème de capacité portante des fondations superficielles, le comportement à court terme correspond à un minimum de la capacité portante. Le dimensionnement se fait donc selon le calcul exposé ci-dessous, et une vérification des dimensions de la fondation est à faire pour un comportement à long terme. Le calcul pénétrométrique ne permet pas d'effectuer cette vérification.

2.3.1. Fondations dans les sols pulvérulents

Meyerhof (1956) s'est basé sur la théorie classique de capacité portante des fondations superficielles, ainsi que la corrélation SPT/CPT pour suggérer une formulation simple de la pression admissible. Dans un sol pulvérulent, la théorie classique donne [7]:

$$q_t = \frac{\gamma}{2} B \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D \cdot N_q \approx q_0 \cdot \left(1 + \frac{D}{B}\right) \quad (2.1)$$

avec $q_0 = \gamma \cdot B \cdot \frac{N_\gamma}{2}$

Cette expression vient du fait que $2 \cdot \frac{N_q}{N_\gamma}$ est toujours supérieur à 1 et il est donc sécuritaire, selon l'auteur, de le remplacer par 1.

Meyerhof a montré que pour une charge verticale sur une semelle reposant sur du sable facteur q_0 est pratiquement égal à $\frac{q_c \cdot B}{12}$. On obtient ainsi pour les sols pulvérulents, avec un coefficient de sécurité de 3, une contrainte admissible égale à :

$$q_{adm} = \left(1 + \frac{D}{B}\right) \cdot \frac{q_c \cdot B}{36} \quad (2.2)$$

q_c est la résistance pénétrométrique moyenne sur une profondeur égale à B sous la fondation. Il est important de noter que cette formule n'est pas homogène en unités, et qu'il faut exprimer B en mètres.

Pour les sols argileux ou les sols pulvérulents immergés, la pression admissible calculée ci-dessus est à réduire de 50 %. Il a été constaté par l'auteur de la méthode, en confrontant les mesures de la charge limite lors des essais de chargement des fondations environ la moitié de la capacité portante réelle. En conclusion, la simplification prise sur le terme $2 \cdot \frac{N_q}{N_\gamma}$. Nuyens recommande même d'augmenter la valeur de la pression admissible ainsi calculé de 50%.

A partir d'une théorie laborieuse considérant le sol comme un corps rigide-plastique, De Beer a suggéré une formulation analytique de la capacité portante d'une semelle filante dans un sol homogène.

Le critère de rupture du sol a une forme bilinéaire, contrairement à celui de Mohr-Coulomb. Une expression approchée de la pression admissible q_{adm} correspondant à des semelles peu profondes, de dimensions courantes, portant des ouvrages légers sur du sable, de l'argile, ou de l'argile sableuse, est donnée ci après. Un coefficient de sécurité égal à 2 a été pris par De Beer [1]

$$q_{adm} = 0,2 \cdot q_c \quad (2.3)$$

L'Herminier (1967) a proposé, suite à un nombre important d'essais réalisés au pénétromètre, que la pression admissible dans le sable serré, sous une semelle courante ayant une fiche de l'ordre de 1 m, est donné par :

$$q_{adm} = 0,1 \cdot q_c \quad (2.4)$$

On note à ce titre, que le règlement Canadien CFEM recommande la dernière expression pour les fondations courantes avec un ancrage de 1 m environ, mais suggère de l'employer avec prudence et seulement dans des configurations simples.

Schmertmann (1978), à la suite d'une analyse empirique des coefficients de portance des fondations dans le sable, a suggéré la corrélation approximative suivante :

$$N_q \approx N_\gamma = \frac{5q_c}{4} \quad (2.5)$$

La résistance en pointe à introduire est une valeur moyenne sur une profondeur s'étalent de $B/2$ au dessus de la base de la fondation à $1,1 \cdot B$ au-dessous. Cette corrélation n'est pas homogène et q_c doit être introduite en kg/cm^2 .

A la base d'une étude non publiée par Schmertmann (1978), Bowels (1997) a présenté une formulation approchée et directe de la capacité portante en fonction de la résistance en pointe dans le sable pour $D/B \leq 1,5$, come suit :

$$q_l = 28 - 0,0052 \cdot (300 - q_c)^{1,5} \text{ en } kg/cm^2, \text{ pour une semelle continue.} \quad (2.6)$$

$$q_l = 48 - 0,0090 \cdot (300 - q_c)^{1,5} \text{ en } kg/cm^2, \text{ pour une semelle carrée.} \quad (2.7)$$

Il est souvent recommandé d'estimer l'angle de frottement du sable à partir de la résistance pénétrométrique, à la base de l'abaque de Michell-durgunoglu, ou à partir des relations classiques de la capacité portante vues précédemment.

On définit le facteur de portance pénétrométrique K_c par :

$$K_c = \frac{q_l - q_0}{q_c - \sigma_{v0}} \quad (2.8)$$

La comparaison des différentes approches de calcul de la capacité portante des fondations dans le sable montre que pour une semelle continue large de 1,0 m et fichée de 1,0 m dans un sable sec et dense de 20 kN/m^3 de poids volumique, le facteur de portance K_c est de 0,17 pour Meyerhof, 0,30 pour l'Herminier, 0,38 pour Schmertmann et de 0,40 pour De Beer. Il est à remarquer que ce facteur augmente avec D/B seulement dans la premières et la dernière

méthode. La dispersion est assez grande et atteint un rapport de 2,40 entre les valeurs extrêmes de K_c .

2.3.2. Fondations dans les sols fins saturés

En cas des sols argileux saturés, il est d'usage le recours à la corrélation q_c/C_u pour déduire la cohésion non drainée C_u et calculer la pression admissible à court terme. Ainsi on a :

$$C_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k} \quad (2.9)$$

Le facteur du cône N_k peut être pris égal à 14 pour une argile normalement consolidée et à 22 en cas d'argile surconsolidée.

La pression verticale limite q_l sera, en introduisant le facteur de portance pénétrométrique :

$$q_l = \sigma_{v0} + C_u \cdot N_c = K_c \cdot q_c + \sigma_{v0} \quad (2.10)$$

avec: $K_c = N_c/N_k$

On voit que le facteur de portance pénétrométrique pour une semelle continue dans une argile saturée en comportement à court terme, varie de 0,23 à 0,37 selon que le matériau est surconsolidé ou normalement consolidé.

En cas d'un sol homogène de grande profondeur, la pression verticale limite sous une semelle isolée dans un sol argileux saturé est :

$$q_l = C_u \cdot (\pi + 2) \cdot f_c + \gamma \cdot D \quad (2.11)$$

f_c est un facteur de forme de la fondation. Il peut être pris, comme le recommande le règlement DTU 13-12, égal à

$$f_c = 1 + 0,2B/L \quad (2.12)$$

D'autres cas peuvent se présenter en pratique, notamment le cas d'un massif reposant sur un substratum, d'un massif de grande profondeur (cas des argiles normalement consolidées), ou d'un sol bicouche argile/argile ou sable/argile. Il est recommandé, dans ce cas, de se référer aux méthodes de calcul décrites dans la littérature de mécanique des sols, en introduisant la valeur de C_u . Calculée à partir du facteur du cône N_k .

On note enfin que Bowels (1997), a recommandé de calculer la capacité portante dans l'argile, pour $D/B \leq 1,5$, comme suit :

$$q_t = 2 + 0,28. q_c \text{ en } \frac{kg}{cm^2} \text{ pour une semelle continue} \quad (2.13)$$

$$q_t = 5 + 0,34. q_c \text{ en } \frac{kg}{cm^2} \text{ pour une semelle carrée.} \quad (2.14)$$

2.3.3. Estimation de la capacité portante à partir de l'essai de pénétration statique

La méthode empirique donne:

- Sols granulaires

$$q_f = K_\varphi q_c(av) \quad (2.15)$$

avec:

$q_c(av)$: la résistance à la pénétration moyenne pour au-dessous de la fondation à $Z=B$

Eslaamizaad et Robertson (1996) trouvent $K_\varphi=0,16$ à $0,30$ tout dépend de D/B . en général $K_\varphi=0,16$ (voir la figure 2.1). Meyerhof (1956) propose $K_\varphi= 0,30$.

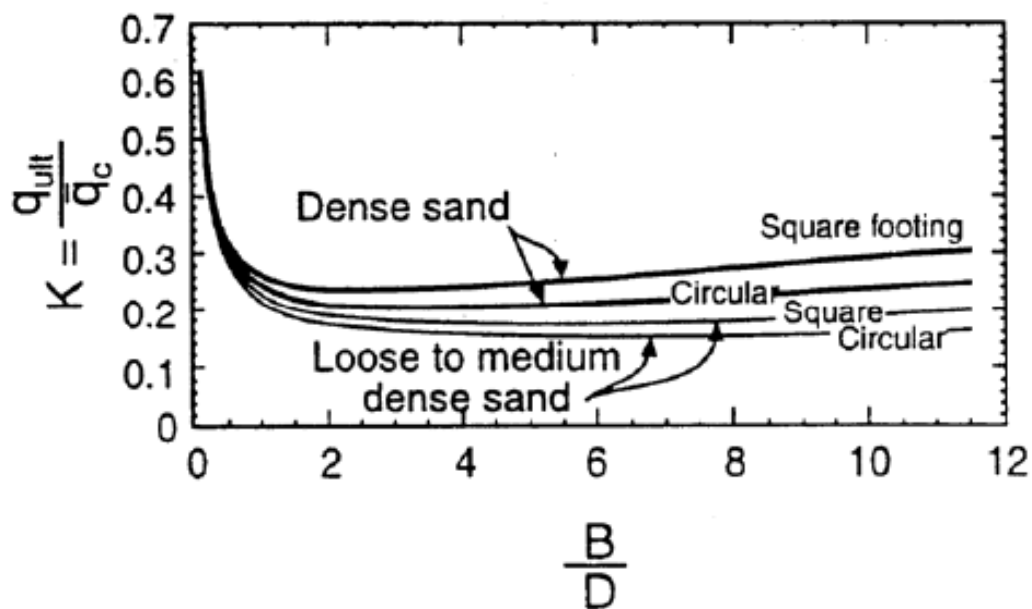


Figure 2.1: Corrélation entre la capacité portante des fondations dans les sols frottants et la résistance moyenne à la pénétration (Eslaamizaad et Robertson, 1996).

- Sols cohérents

$$q_f = K_{su} q_c(av) + \gamma D \quad (2.16)$$

$K_{su} = 0.30$ à 0.60 tout dépend de B/D , la géométrie de la fondation, le facteur de surconsolidation OCR et la sensibilité. En général on prend $K_{su} = 0.30$ dans les argiles.

2.4. Calcul réglementaire

Les méthodes proposées dans les paragraphes précédentes sont simplistes car elles ne tiennent pas compte de la géométrie de la fondation et limitées aux sols homogènes simples tels qu'un sable ou une argile purement cohérente. En outre, la dispersion de des prévisions de la capacité portante à partir de ces formules est un autre handicap [5].

De telles considérations ont été le point de départ de la méthode pénétrométrique du LCPC, dérivée initialement de la méthode pressiométrique à la base des corrélations PMT/CPT et raffinée par la suite à partir des essais de chargement de fondations en vraie grandeur.

On se propose dans ce qui suit d'exposer les grandes lignes de cette méthode extraite des recommandations françaises en matière de calcul et de conception des fondations des ouvrages du génie civil (cctg, Fascicule 62 titre V, 1993).

Comme il a été déjà mentionné que le sol étudié est à classer selon le système de classification du LCPC, suivant cette classification et les valeurs de la résistance pénétrométrique q_c , les sols sont regroupés dans en catégories conventionnelles.

La méthode pénétrométrique du LCPC est applicable aux sols homogènes. Contrairement à la méthode pressiométrique, aucune règle n'est énoncée dans ce code quant à l'appréciation de l'homogénéité pénétrométrique du sol. Le jugement et l'expérience de l'utilisateur sont ici nécessaires pour effectuer une telle appréciation.

Cette méthode est basée sur le concept de la résistance équivalente q_{ce} et la fiche équivalent D_e , qui caractérisent un sol homogène équivalent au sol hétérogène étudié.

La résistance pénétrométrique équivalente q_{ce} est une valeur moyenne des résistances mesurées dans la zone mobilisée par le sol lors du chargement vertical par la fondation. Elle est calculée comme suit :

$$q_c = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} q_{ce}(Z) \quad (2.17)$$

$A = \max(B/2, 0,50)$ en mètres, $b = \min(a, h)$ et h est la hauteur de la fondation dans la couche résistante.

Pour un sol homogène $h=b=0$ et la zone d'influence da capacité portante est bien $3B/2$ sous la fondation si la largeur est supérieure à 1,0 m et égale à 1,50 m dans le cas contraire.

q_{ce} est la résistance pénétrométrique corrigée. Elle est obtenue en calculant la valeur moyenne q_{cm} de la zone épaisse de $b+3a$ avec la formule ci-dessus, et en écrêtant éventuellement le diagramme pénétrométrique dans cette zone à la valeur de $1,3 \times q_{cm}$.

En pratique, on utilise la formule approchée de sommation des N mesures q_c sur la tranche $[D - b, D + 3a]$, en considérant un pas Δz_i entre deux mesures consécutives :

$$q_c = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} q_{ce} \cdot \Delta z_i \quad (2.18)$$

La fiche équivalente D_e , généralement inférieure à D , est la hauteur à partir de la surface du sol, le long de laquelle les résistances pénétrométrique peuvent être remplacées par une moyenne analytique égale à q_{ce} . Elle est donnée par :

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_d^D q_c(Z) dZ \quad (2.19)$$

Le terme d est égal en général à 0 sauf s'il existe des couches superficielles de mauvaise résistance dont on ne veut pas les introduire dans l'évaluation de la fiche équivalente.

La pression verticale limite effective sous une fondation superficielle soumise à une charge verticale et centrée est donnée par la formule fondamentale suivante :

$$q_l = K_c \cdot q_{ce} + q_0 \quad (2.20)$$

q_0 : contrainte verticale effective à la base de la fondation après travaux de fondations.

K_c : facteur de portance pénétrométrique qui dépend de la catégorie du sol étudié, de la fiche équivalente et des dimensions de la fondation. Il est donné par le tableau.

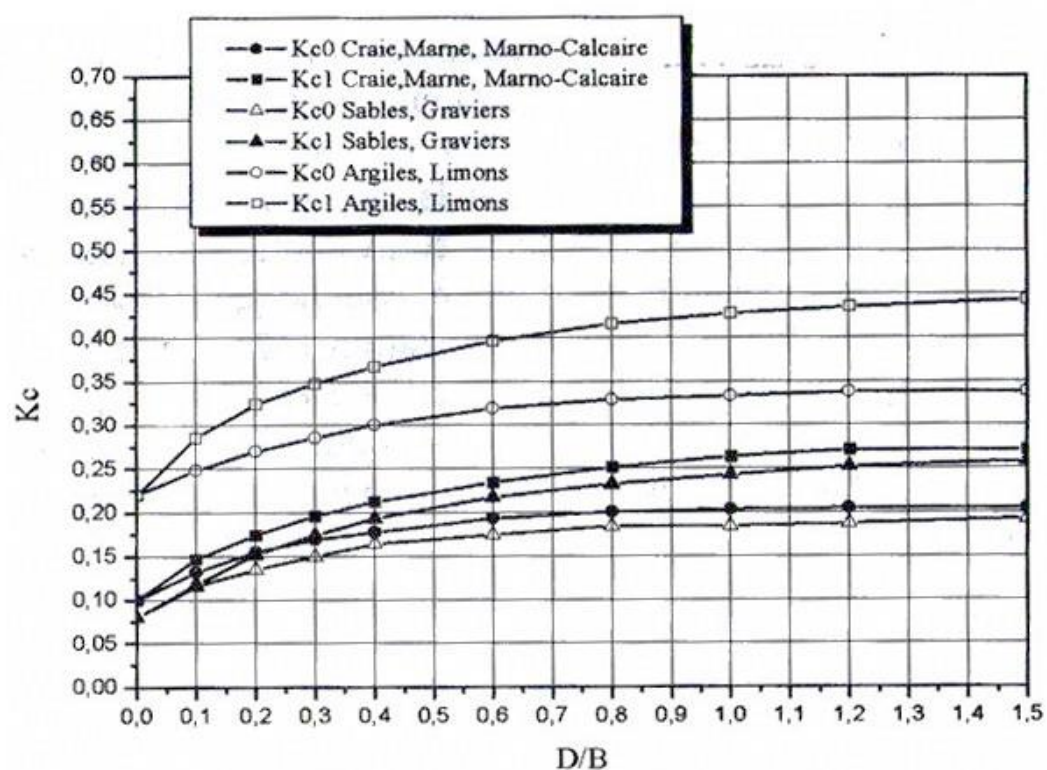
Le document DTU 13-12, applicable aux ouvrages de bâtiment en France, comporte des recommandations de calcul de fondations par une méthode pénétrométrique qui se base d'ailleurs sur la même formule de capacité portante du fascicule 62. Cette méthode ignore par contre la notion de la fiche équivalente est infinie comme au fascicule 62, mais sur une zone de $3B/2$ sous la fondation. Le facteur de portance pénétrométrique dans cette méthode est donné, pour les cas de semelle continue et carrée, par la figure 2.2. En cas d'une semelle isolée, une interprétation selon l'expression suivante est recommandée :

$$K_c = K_{c1} \frac{B}{L} + K_{c0} \cdot \left(1 - \frac{B}{L}\right) \quad (2.21)$$

K_0 et K_{c1} correspondent respectivement aux cas des semelles continues et carrées.

Tableau 2.1 : Valeurs du coefficient de portance pénétrométrique selon le fascicule 62

Type de sol	Expression de K_c
Argiles et Limons	$0,32 \cdot \left[1 + 0,35 \cdot \left(0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$
Sables	$0,14 \cdot \left[1 + 0,35 \cdot \left(0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et Graves B	$0,11 \cdot \left[1 + 0,35 \cdot \left(0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et Graves C	$0,08 \cdot \left[1 + 0,35 \cdot \left(0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$
Craies B	$0,17 \cdot \left[1 + 0,35 \cdot \left(0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$

Figure 2.2 : Valeurs de K_c selon le DTU 13-12

En cas de présence d'une zone caractérisée par une résistance pénétrométrique inférieure à 500 KPa sur la hauteur de $3B/2$ sous la fondation, le DTU 13-12 recommande d'être prudent et d'envisager une étude complémentaire des fondations.

2.5. Le tassement des fondations superficielles

2.5.1. Généralités sur le calcul des tassements

Des désordres peuvent survenir dans une construction bien avant que le sol n'ait atteint sa limite de rupture. Il suffit pour cela de tassements différentiels importants. D'où l'intérêt de pouvoir déterminer ne serait-ce qu'un ordre de grandeur suffisamment représentatif de ces tassements. Malheureusement, force nous est d'avouer qu'on ne sait pas encore le faire correctement et que tous les efforts tentés à ce jour ne pourront donc prétendre qu'à des approximations plus ou moins grossières [6]. L'important est de trouver l'approximation la meilleure.

Jusqu'à ces dernières années, il était d'usage de calculer le tassement des fondations superficielles à partir d'essais œdométriques en appliquant la théorie de la consolidation de Terzaghi. Or, on a toujours tendance à oublier que cette théorie qui s'applique qu'à une couche compressible dont l'épaisseur peut être considérée comme faible par rapport aux dimensions de la surface d'application de la charge. C'est ce qui explique que les calculs de consolidation ne sont correctement vérifiés en pratique que pour les radiers ou les remblais de grandes dimensions reposant sur des couches compressibles peu épaisses.

Par contre, pour des semelles s'appuyant sur des couches compressibles de grande épaisseur, la divergence entre les prévisions théoriques et les observations réelles est considérable, les tassements mesurés étant en général bien inférieurs aux tassements calculés pour un même temps.

L'une des principales causes de cette divergence réside dans le fait que le champ de contraintes, par voie de conséquences, le champ de déformation, sous une semelle est très différent de celui qui règne dans un odomètre.

On peut alors se demander pourquoi on n'appliquerait pas directement la théorie de l'élasticité et en particulier les formules de Boussinesq qui donnent le tassement d'une surface circulaire de rayon R :

$$W = \frac{\pi}{2} \frac{1 - \nu^2}{E} pR \quad (2.22)$$

Ou d'une surface rectangulaire rigide ou non :

$$W = c_f \frac{1 - \nu^2}{E} pR \quad (2.23)$$

où c_f est un coefficient sans dimension fonction de la forme et de la flexibilité de la fondation, et R est la moitié de la plus petite dimension.

Un certain nombre d'objections fondamentales peuvent être faite à ces formules.

Tout d'abord, on le sait bien que le sol n'est pas élastique et les déformations ne sont ni réversibles, ni proportionnelles aux pressions.

D'autre part, la théorie de l'élasticité suppose que les déformations sont instantanées alors que dans le sol, elles évoluent lentement à charge constante, les phénomènes de fluage pouvant être très importants dans les sols argileux.

Enfin, ces formules indiquent qu'à charge constante les déformations sont proportionnelles à la largeur de la semelle. L'expérience montre bien que les tassements augmentent effectivement avec les dimensions, mais cette augmentation est nettement moins rapide que ne l'indiquent les formules élastiques.

Pour pallier ces inconvénients et tout en conservant l'hypothèse élastique, Kérisel a proposé une méthode plus fine en utilisant directement l'essai triaxial.

Cette méthode consiste tout d'abord à consolider l'échantillon sous les contraintes naturelles régnant dans le milieu où il a été prélevé. Pour ce faire, on soumet l'échantillon à une pression verticale égale au poids des terres et on lui applique une étreinte latérale telle que les déformations horizontales soient nulles. On exerce ensuite sur l'échantillon un déviateur égal à celui qui sera engendré par la fondation au même niveau et on mesure le raccourcissement de l'échantillon sous le déviateur.

Le tassement étant proportionnel à l'épaisseur de sol sollicité par le déviateur, on pourra en déduire que le sol n'est pas un milieu élastique, cette méthode, malgré son raffinement expérimental ne sera toujours qu'une approximation. De plus, ce raffinement expérimental lui-même représente un important handicap car l'expérimentation est longue et coûteuse et ne peut se faire que sur un nombre très restreint d'échantillons, ce qui enlève au résultat tout caractère statistique, et rend cette méthode peu pratique et peu souple pour les études courantes de fondation.

Actuellement les méthodes numériques comme la méthode d'éléments finis donnent des résultats intéressants, mais elles nécessitent l'introduction, dans les données, d'une loi de comportement du sol qui ne peut être obtenue qu'à partir des essais triaxiaux. On retrouve donc les mêmes inconvénients qu'avec la méthode Kérisel.

Il était donc normal que l'on cherchât à exploiter les essais qui permettent d'étudier le comportement des sols dans leur milieu naturel en intégrant tous les paramètres dont il est tributaire.

En premier lieu, il pouvait sembler séduisant de déterminer un module de déformation par un essai à la plaque que l'on injecterait ensuite dans une formule élastique. Mais dans ce cas, les phénomènes dimensionnels enlèvent beaucoup de leur valeur aux résultats. De plus, ce module ne correspond qu'à une zone tout à fait superficielle (1,00 à 2,00 m environ selon la dimension de la plaque) et la compressibilité des couches plus profondes échappent complètement de l'investigation.

2.5.2. Application des essais de pénétration statique

L'essai de pénétration statique étant l'un des essais les plus anciens et les plus répandus, nombreux sont les chercheurs qui, depuis longtemps, ont essayé de relier, soit théoriquement, soit statiquement le terme de pointe aux modules de déformation usuels (oedométriques ou élastiques) ou au coefficient de compressibilité.

On a beaucoup critiqué ces tentatives qui essaient de relier entre eux les deux phénomènes apparemment différents que sont la rupture et les déformations. Mais il est pourtant bien évident qu'une contrainte limite est fonction de la déformabilité du milieu. Sanglerat se plaint à faire remarquer qu'en béton armé ou en béton précontraint, on calcule le module d'élasticité à partir des résistances à la compression simple, par des formules plus ou moins empiriques.

Certes, les déformations ainsi calculées ne correspondent pas toujours aux observations réelles, mais ce genre de formule est généralement admis par les règlements français et étrangers sans trop de contestation. Dans l'essai pressiométrique, on aboutit à une expression de la pression limite qui fait bien intervenir le module de déformation.

2.5.3. Calcul du tassement instantané

Le tassement de la fondation est en générale la résultante de trois composantes :

$$s = s_i + s_c + s_f \quad (2.24)$$

Le tassement s_i se manifeste au début du chargement suite à une déformation du sol à volume constant. Il est prépondérant dans les sols pulvérulents.

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

Le tassement s_f est causé par une consolidation secondaire ou fluage dans laquelle la déformation du sol s'évolue lentement sous des contraintes dans le temps. Ce tassement est prépondérant dans les sols organiques ou mous saturés.

Le calcul du tassement instantané se base en général sur les méthodes d'élasticité appliquée aux massifs. Le tassement d'une fondation rectangulaire, de largeur B et de longueur L, soumise à une pression uniforme q, dans un massif élastique semi-infini caractérisé par un module de Young E et un coefficient de Poisson ν se calcule par la formule de Giroud (1968) comme suit :

$$s_{ic} = \frac{2(1 - \nu^2)}{E} B \cdot q \cdot I \quad (2.25)$$

I est le facteur d'influence de la pression et dépend de $\alpha = \frac{L}{B}$.

Pour une fondation souple, I est donné par :

$$I = I_s = \frac{1}{\pi} \ln \left(\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 1} \right) + \frac{\alpha}{\pi} \ln \left(\frac{1 + \sqrt{\alpha^2 + 1}}{\alpha} \right) \quad (2.26)$$

Et pour une fondation rigide :

$$I = I_s + \frac{1 + \alpha^3 - (\alpha^2 + 1)^{3/2}}{3\alpha\pi} \quad (2.27)$$

Dans le cas d'un sol ayant une épaisseur H surmontant un substratum indéformable, Giroud (1971) et Meyerhof & Ueshita (1968) ont montré que le tassement S_{ic} pour une fondation souple est tel que :

$$S_{ic} = \frac{2qB}{E} P_H \quad (2.28)$$

Pour une fondation rigide :

$$S_{ic} = \frac{qB}{E} P_{HM} \quad (2.29)$$

P_H et P_{HM} sont des facteurs d'influence dépendant de L/B , H/B et ν . Le tableau 2.2 en donne quelques valeurs typiques.

S_{ic} est le tassement au centre. Il est approximativement le double de celui au bord pour une fondation souple, et égal à celui du bord pour une fondation rigide.

En cas de où une fondation est rectangulaire est à une fiche D par rapport à la surface, le tassement doit être corrigé opa le facteur μ pour tenir compte de l'effet de l'élanement D/B sur le tassement. On utilise pour le cas d'une semelle rectangulaire flexible l'abaque de Fox illustré à la figure 2.3.

Dans le cas d'une fondation circulaire souple d'un rayon R , posée à la surface d'un massif élastique semi-infini ($H = \infty$), Ahlvin & Ulery (1962) ont montré que le tassement d'un point de la fondation est donné, en posant $\lambda = Z/R$, par :

$$S_{ic} = \frac{2qR(1 - \nu^2)}{E} \left(\sqrt{\lambda^2 + 1} - \lambda \right) \left(1 + \frac{\lambda}{2(1 - \nu)\sqrt{\lambda^2 + 1}} \right) \quad (2.30)$$

Pour une fondation rigide :

$$S_{ic} = \frac{\pi qR(1 - \nu^2)}{2E} \quad (2.31)$$

si le massif est constitué d'une couche d'épaisseur H posée sur un substratum, Milovitch (1970) a montré que le tassement d'un point de la surface, distant de r de l'axe vertical d'une fondation souple est donné par :

$$S_{ic} = \frac{2qR}{E} I_w \quad (2.32)$$

Tableau 2.2 : Valeurs de P_H et P_{HM} pour $\nu = 0,33\nu$ ($\beta = \frac{2H}{B}$)

L/B	1	2	5	∞
$\beta = 1$	$P_H = 0,202$	0,199	0,196	0,195
	$P_{HM} = 0,519$	0,581	0,616	0,624
$\beta = 2$	$P_H = 0,328$	0,364	0,360	0,356
	$P_{HM} = 0,678$	0,828	0,930	0,982
$\beta = 5$	$P_H = 0,435$	0,550	0,615	0,605
	$P_{HM} = 0,785$	1,040	1,295	1,498
$\beta = \infty$	$P_H = 0,511$	0,697	0,957	∞
	$P_{HM} = 0,861$	1,183	1,662	∞

Au-delà d'une distance $r \approx 2,4.R$ de l'axe vertical de la fondation, le tassement en surface est pratiquement nul, ceci pour toutes les valeurs de ν .

Il est à rappeler que pour une épaisseur du massif H plus grande que 6 fois le rayon de la fondation, le massif est considéré comme infiniment épais.

Si la fondation est rigide, le tassement instantané en surface est donné, selon Poulos (1968), comme suit :

$$S_{ic} = \frac{qR}{E} \eta \quad (2.33)$$

I_w et η sont donnés respectivement par les tableaux 2.3 et 2.4 Pour quelques cas courants.

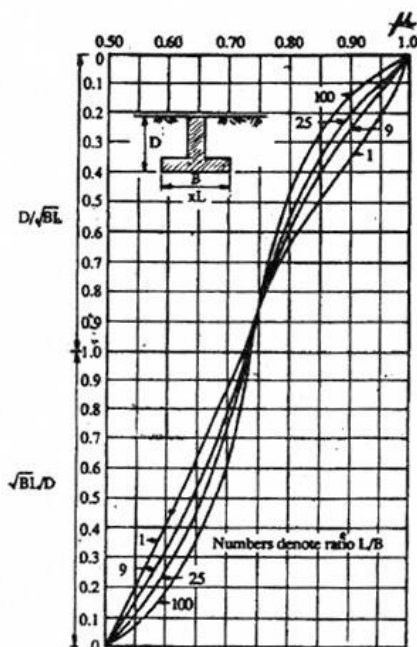


Figure 2.3 : Abaque de Fox pour la correction du tassement d'une semelle rectangulaire flexible

En cas d'une fondation enterrée à une fiche D , il est possible de tenir approximativement de l'effet de la fiche sur les tassements en remplaçant dans les formules de tassement la pression appliquée q par $q - \sigma_{v0}$ et la contrainte verticale initiale à la profondeur D .

Tableau 2.3: Valeurs de I_w pour $\nu = 0,3$

r/R	0,0	0,6	1,0
$H/2R$	0,613	0,531	0,305
$H/2R$	0,757	0,665	0,423
$H/2R$	0,803	0,711	0,469

Tableau 2.4 : Valeurs de η pour $\nu = 0,2$

H/R	0,2	1,0	5,0
η	0,160	0,670	1,290

On se propose d'exposer quelques approches tentant de relier le module E de déformation du sol, considéré comme matériau élastique homogène, à la pression mobilisée en petits déplacements, lors de la pénétration d'un cône rigide.

Buisman (1940) a montré, en assimilant la pointe pénétrométrique à un hémisphère au sein d'un massif élastique homogène ayant un module d'élasticité E , que la pression q_c en pointe est telle que.

$$E = 1,5 \cdot q_c \quad (2.34)$$

Duhan (1979), lors de son étude sur le contact des corps rigides avec un massif élastique anisotrope, a montré que la pression verticale d'enfoncement q_c d'un cône rigide ayant un angle de 2θ peut être reliée au module d'élasticité E comme suit :

$$E = 2q_c(1 - \nu^2)tg\theta \quad (2.35)$$

On obtient pour une pointe de 60° , un rapport $E/q_c = 1,03$ dans un sol pulvérulent et égal à $0,87$ pour un sol cohérent. On attire l'attention sur le fait que la pression q_c correspond à un comportement élastique et par conséquent loin de celle mesurée au pénétromètre, et qui correspond à la rupture du sol par poinçonnement sous la pointe.

Vesic (1970) a proposé de relier le module E à la résistance en pointe conique et la densité relative D_r par :

$$E = 2q_c(1 + D_r^2) \quad (2.36)$$

On obtient ainsi un rapport $E/q_c = 2$ pour un sol très lâche et égal à 4 pour un sol très dense.

Le rapport E/q_c pour un sol normalement consolidé, comme le montre le tableau 2.5, varie entre $0,87$ et $3,50$. Pour un sable surconsolidé avec $OCR > 2$, Lunne et Christofersen (1985) recommandent de prendre

$$E = 5q_c \text{ pour } q_c < 50MPa \quad (2.37)$$

$$E = 250MPa \text{ pour } q_c > 50MPa \quad (2.38)$$

Il est recommandé d'adopter les valeurs de Schmertmann pour un sol sableux normalement consolidé.

Ce bref exposé de la méthode d'élasticité montre que cette dernière est limitée à l'évaluation du tassement instantané des fondations dans les sols homogènes, et ne tient pas compte du phénomène de consolidation pour les sols fins. Dans la pratique, la méthode pénétrométrique de Schmertmann est souvent utilisée, afin de palier à ces limitations.

Tableau 2.5 : Rapports E/q_c trouvés pour différents auteurs.

référence	E/q_c	marges
Buisman (1940)	1,50	
Duhan (1979)	0,87 – 1,03	0,87 1,03
Vesic (1970)	$2(1 + D_r^2)$	2 4
Schmertmann (1978)	2,5 – 3,5	2,5 3,5
Lunne & Christoffersen (1985)	4 $(2q_c + 20)MPa$	$q_c < 10$ $10 < q_c < 50MPa$

2.5.4. Méthode de Schmertmann

La méthode de Schmertmann applicable seulement aux semelles rigides reposant sur du sable, est basée sur les trois constatations suivantes :

- Le module de déformation d'un sable est lié au terme de pointe du pénétromètre hollandais par la relation expérimentale :

$$E = 2q_c \quad (2.39)$$

qui n'est autre qu'une expression particulière de la formule de Buisman.

- Le siège principal des tassements s'étend sur une profondeur égale à deux fois la largeur B de la semelle et l'on peut négliger le tassement des couches profondes.
- La courbe représentative du facteur d'influence I_z peut se simplifier et se mettre sous la forme d'un triangle de base verticale de 2B et dont la hauteur (valeur maximale de I_z) serait de 0,6 à la profondeur B/2 (Figure 2.4)

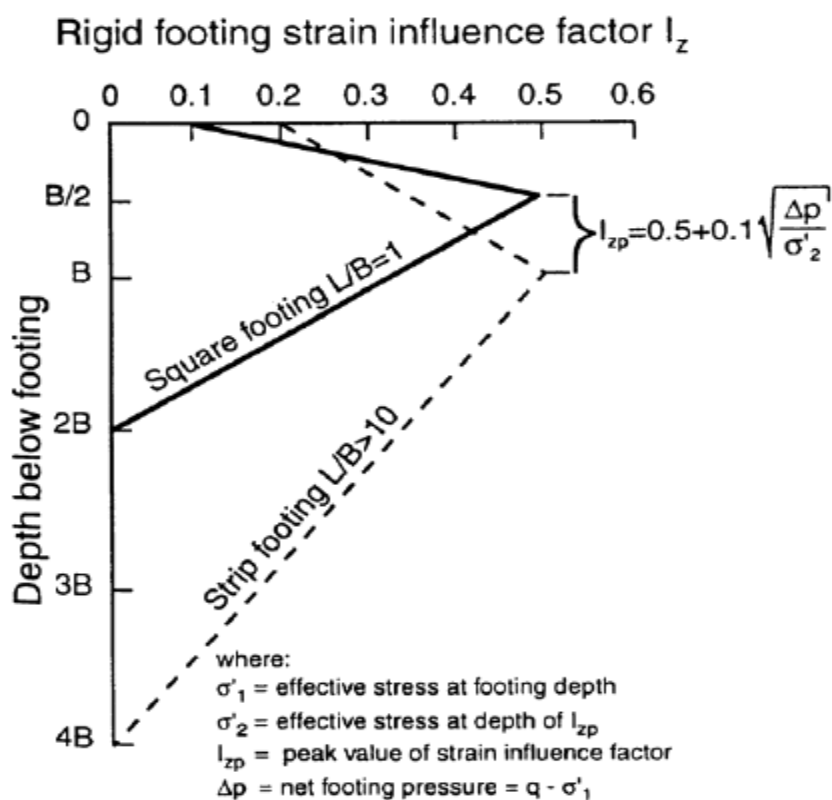
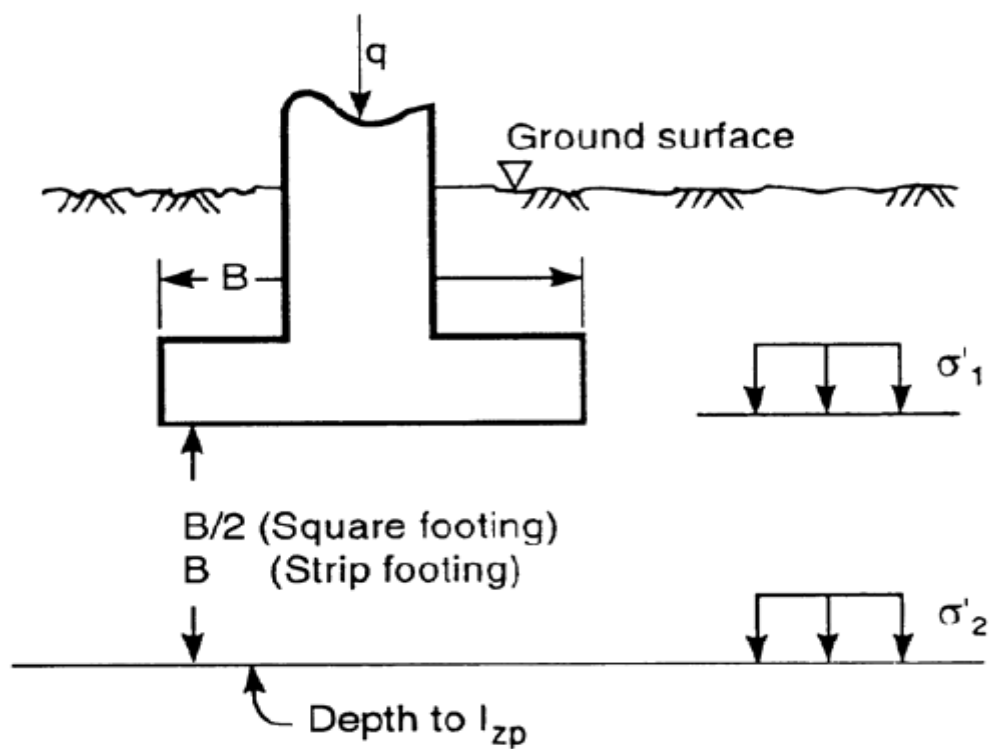


Figure 2.4 : Diagramme du facteur d'influence des déformations d'après Schmertmann

Cette simplification résulte de l'analyse des courbes provenant de diverses théories, mais aussi de quelques observations expérimentales.

Le tassement de la semelle est alors :

$$W_0 = \int_0^{2B} \frac{\sigma(z)}{E_0(z)} dz = \Delta p \int_0^{2B} \frac{I_z}{E_0(z)} dz \quad (2.40)$$

avec: $\Delta p = p - p_0$ ($p_0 = \gamma D$)

Pratiquement, à partir du pénétrogramme, on décompose le sol en tranches horizontales d'épaisseur ΔZ_i , telles que dans chaque couche le terme de pointe puisse être considéré comme constant.

Le tassement de la couche de rang i et d'épaisseur ΔZ_i , comprise entre les plans de cote Z_i et Z_{i+1} est donc :

$$\Delta W_i = \Delta p \int_{Z_i}^{Z_{i+1}} \frac{I_z}{E_{0i}} dz = \frac{\Delta p}{E_{0i}} \int_{Z_i}^{Z_{i+1}} I_z dz \quad (2.41)$$

Or la deuxième intégrale est égale à la surface du trapèze découpé sur la courbe I_z par la couche i . Cette surface peut encore s'écrire :

$$I_{zi} \Delta Z_i \quad (2.42)$$

I_{zi} désignant le facteur d'influence relevé sur la courbe au milieu de la couche.

Le tassement de la semelle est alors :

$$W_0 = \Delta p \sum_i^n \frac{I_{zi}}{E_{0i}} \Delta Z_i = \frac{\Delta p}{2} \sum_1^n \frac{I_{zi}}{q_{ci}} \Delta Z_i \quad (2.43)$$

Schmertmann propose en outre d'affecter ce tassement de deux facteurs correctifs :

- Un terme c_1 qui prend en compte l'encastrement de la semelle.

$$c_1 = 1 - 0,5 \left(\frac{p_0}{\Delta p} \right) \quad (2.44)$$

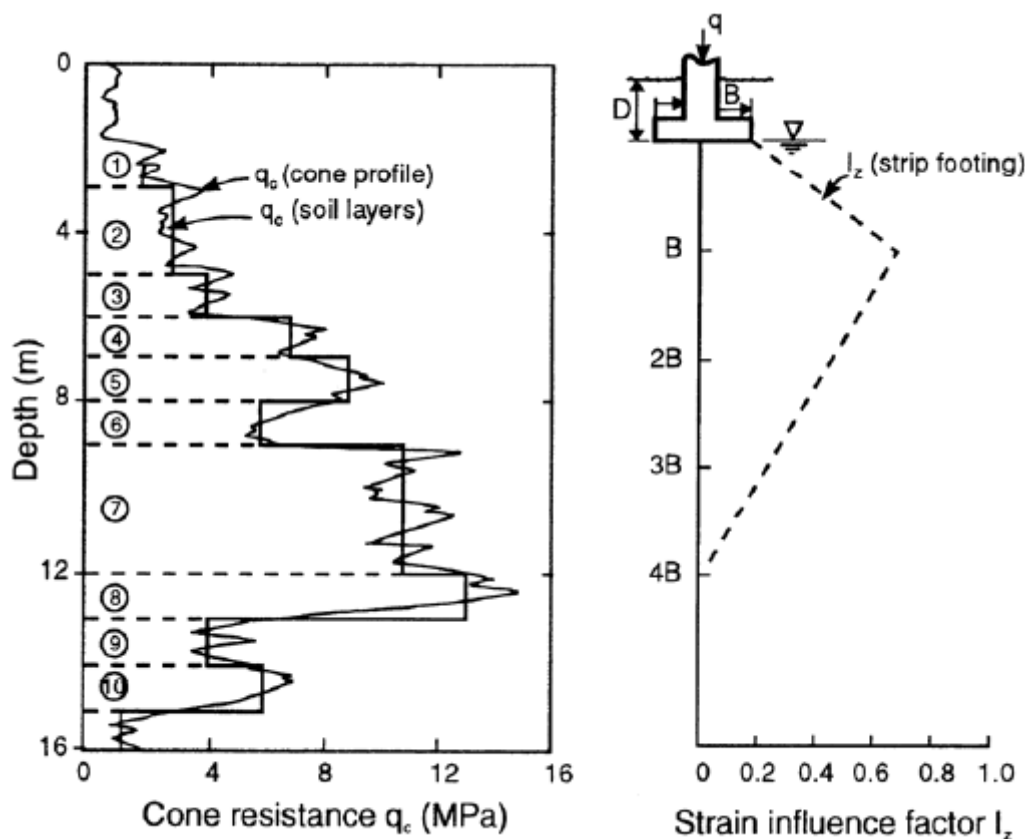
- Un terme c_2 qui prend en compte le fluage du sable et qui permet donc d'estimer le tassement au bout de t année.

$$c_2 = 1 + 0,2 \log \left(\frac{t}{0,1} \right) \quad (2.45)$$

Finalement le tassement au temps t sera :

$$W = c_1 c_2 \Delta p \sum_i \frac{I_{zi}}{E_{0i}} \Delta Z_i = c_1 c_2 \frac{\Delta p}{2} \sum_1^n \frac{I_{zi}}{q_{ci}} \Delta Z_i \quad (2.46)$$

En terrain homogène, cette relation devient :



W

$$= 0,3c_1c_2 \frac{B\Delta p}{q_c}$$

Figure 2.5 : Application de la méthode de Schmertmann (1970) pour le calcul du tassement des fondations superficielles dans le sable

2.6. Conclusion

L'analyse théorique de la capacité portante à l'aide des méthodes numériques et, notamment, des éléments finis, a permis de réaliser des progrès importants dans la compréhension du fonctionnement des fondations superficielles.

Les modélisations prévisionnelles conduisent encore à des résultats qualitatifs parfois difficilement exploitables et il n'est pas facile de parvenir au quantitatif pour les ouvrages réels sans prendre en compte de manière fine tous les aspects physiques, mécaniques et hydrauliques observés. Parmi ces aspects, il faut citer la simulation des problèmes de contact entre les sols et les structures, le comportement des sols non saturés et l'écoulement de l'eau dans les massifs.

CHAPITRE 3

DETERMINATION DE LA RESISTANCE EN POINTE

3.1. Introduction

L'essai de pénétration statique est très utilisé en géotechnique. Pour déterminer les paramètres de sol à partir de cet essai. Il est tout d'abord nécessaire d'établir des relations entre ces paramètres. Beaucoup de travaux ont été entamés pour y arriver (ex. [14][6][25]). Les difficultés rencontrées résident dans la complexité de la déformation du sol, qui provient de l'enfoncement du pénétromètre dans le sol, ainsi que le comportement complexe de l'interface. A présent, il n'y a pas de solutions rigoureuses pour les problèmes de la pénétration, et les méthodes numériques sont souvent basées sur des théories simplifiées. Une approche traite la pénétration du cône à l'état d'équilibre permanent comme le problème de la limite d'équilibre d'une fondation circulaire, et propose des corrélations basées sur sa capacité portante (ex. [21][24]). L'applicabilité de ces corrélations est limitée du fait de la négligence de la compressibilité et la déformation élastique du sol. Un autre type de corrélation souvent utilisé en pratique est basé sur la théorie de l'expansion de cavité [8]. Cette approche fait intervenir des paramètres liés à la déformation de sol, et par conséquent, elle est beaucoup plus flexible. D'autres méthodes numériques ont été employées pour modéliser le cône de pénétration, mais ces dernières, malheureusement, ne fournissent pas des corrélations satisfaisantes. Comme la pénétration du cône fait intervenir les petites déformations de sol et le glissement à grande échelle dans l'interface pénétromètre-sol, il est donc difficile de faire une modélisation numérique rigoureuse et du fait des approximations sont souvent adoptées. Par exemple Huang et al [11] une analyse de la pénétration du cône par élément finis mais il n'a considéré que les petites déformations. Avant ça, la méthode de chemin de déformation en vue de l'analyse de la pénétration du cône à l'état d'équilibre permanent a été proposée par Baligh [13] et Houlsby et

al [12]. Dans ce type d'analyse le mode de déformation a été prescrit sans satisfaire les conditions d'équilibre.

L'analyse de la pénétration du cône était le sujet de plusieurs recherches pour plus de trois décennies. Plusieurs procédures ont été proposées afin d'y remédier. La méthode de la capacité portante était une des premières méthodes utilisées pour prévoir le facteur du cône dans l'argile (ex. Meyerhof 1961 ; Durgunoglu et Mitchell 1975[8]). Dans la méthode de capacité portante l'effet de la compressibilité du sol est négligé ; pour en tenir en compte, la théorie de l'expansion de cavité a été présentée par Vesic(1972) et Yu [23] et Houlsby(1991)[12] et plus récemment par Salgado *et al.* (1997) et Shuttle et Jefferies (1998).

Afin d'obtenir des résultats qui nous seront utiles, l'interprétation de l'essai de pénétration statique se fait en cherchant à trouver des relations entre les propriétés de sol et la résistance de sol à la pénétration. Beaucoup d'investigation ont essayé d'établir des théories pour résoudre le problème, d'autres auteurs se sont basés sur des méthodes numériques qui semblent être applicables pour ce type de problème.

La plupart de ces corrélations entre paramètres du sol et la résistance à la pénétration ont été obtenues en utilisant une des cinq différentes approches suivantes :

- a. Méthodes expérimentales ;
- b. Trois approches théoriques à savoir :
 - Théorie de la capacité portante ;
 - Théorie de l'expansion de cavité ;
 - Approche de l'état d'équilibre permanent ;
- c. Méthode des éléments finis.

Dans la méthode de la capacité portante la résistance du cône est supposée égale à la pression (charge) provoquant l'effondrement de la structure, tandis que pour la méthode de l'expansion de cavité, la pression limite de l'expansion cylindrique est largement utilisée pour l'estimation de la contrainte radiale le long de la tige alors que la pression limite de l'expansion de cavité sphérique correspond à la capacité portante du cône. Cependant cette théorie présente un l'inconvénient de ne pas pouvoir modéliser correctement les chemins de déformation suivis par les particules de sol.

La modélisation de la pénétration du cône dans un les sols frottant, en se focalisant sur le mécanisme de pénétration et les paramètres affectant la résistance du cône doit être basée sur

une simulation numérique rigoureuse du processus de pénétration. Pour cette fin, le pénétromètre est modélisé comme un corps rigide et le sol comme un matériau élastique parfaitement plastique obéissant au critère de rupture de Mohr-Coulomb. Un élément de contact frictionnel, permettant le glissement de sol est utilisé dans l'analyse non linéaire par élément finis, et ce pour que le processus de pénétration soit modélisé réellement.

3.2. Mécanisme de la pénétration du cône

Lors de la pénétration du cône dans le sol, le cône pousse les particules vers le bas, cela veut dire que les particules se situant sur l'axe de symétrie se déplaceront horizontalement. Ces points se déplacent avec une distance égale au rayon du cône [2]. Les particules autour du cône du sol se déplacent aussi verticalement.

Le processus de pénétration est en relation directe avec la classe de déplacement ou bien ce qu'on appelle problèmes de déformation contrôlée à laquelle une première considération doit être donnée aux déplacements (Baligh, 1975)[12]. Contrairement à la majorité des problèmes de géotechnique qui sont, en général, des problèmes à contrainte contrôlée où la première considération est de satisfaire les conditions d'équilibre tout en négligeant la compatibilité des déformations.

Les points situant sur l'axe de symétrie se déplacent latéralement d'une distance égale au rayon du cône, mais aucunes des méthodes numériques n'est encore parvenu à accepter ce déplacement horizontal. Pour y remédier on prévient un petit forage afin de maintenir l'état de contrainte initial [1]. Quoique la magnitude de la composante du déplacement horizontal imposé est évidente, il n'y a pas de compatibilité entre le déplacement horizontal et vertical autour du cône.

3.3. La résistance du cône aux états d'équilibre permanent

De nombreux facteurs peuvent influencer la résistance du cône tel que l'état de contrainte, le module de cisaillement, l'angle de frottement et l'angle de dilatance. Dans ce qui suit, l'effet de chacun de ces facteurs sera traité séparément. La résistance du cône pour les états d'équilibre permanent est obtenue en vérifiant l'évolution de la résistance du cône calculée numériquement pour un $\varphi_{sc} = 0$. [8]

3.4. Effet de l'état de contrainte et du module de cisaillement

Les résultats trouvés (fig. 3.1) montrent que l'état d'équilibre permanent est atteint beaucoup plus rapide quand la valeur de la pression verticale P_0 est grande (niveau de contrainte élevé), ainsi que la relation entre la résistance du cône et la pression verticale est linéaire : la résistance du cône augmente linéairement avec l'augmentation de la pression verticale [11]

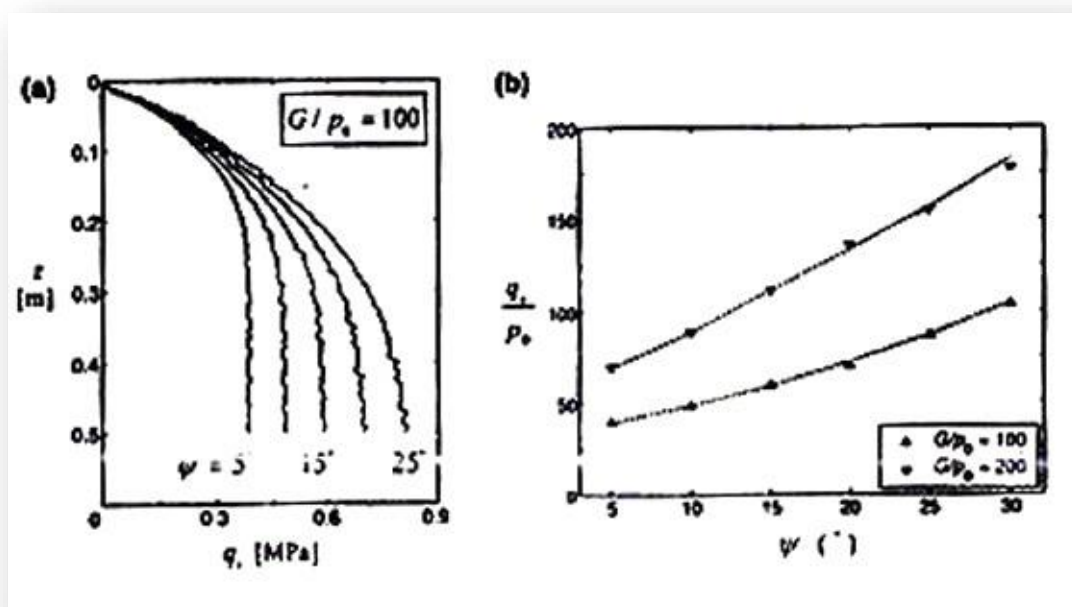


Fig. 3.1. (a) évolution de la résistance du cône (b) variation de la résistance pénétrométrique en fonction de p_0 ($\varphi = 30^\circ, \psi = 10^\circ, K_0 = 1, 0, \varphi_{sc} = 0$)

La contrainte horizontale est contrôlée par le coefficient des terres au repos k_0 dont l'effet est démontré dans la figure 3.2(a), ce coefficient k_0 est en proportionnalité avec la résistance en pointe q_c . De plus, l'effet du module de cisaillement G est important comme on peut bien le constater dans la figure 3.2(b). D'autres études montrent que cet effet peut être fonction du niveau de contrainte, et que la résistance en pointe peut être exprimée en fonction de coefficient (rapport) G/P_0 . En fixant ce coefficient, et en faisant varier la pression de 10KPa à 100 KPa, Il a été trouvé que la résistance en pointe normalisée q_c/P_0 est indépendante de l'état de contrainte (la résistance en pointe normalisée augmente linéairement avec le rapport G/P_0 quelque soit la valeur de contrainte P_0 (figure. 3.2 (b))[11]

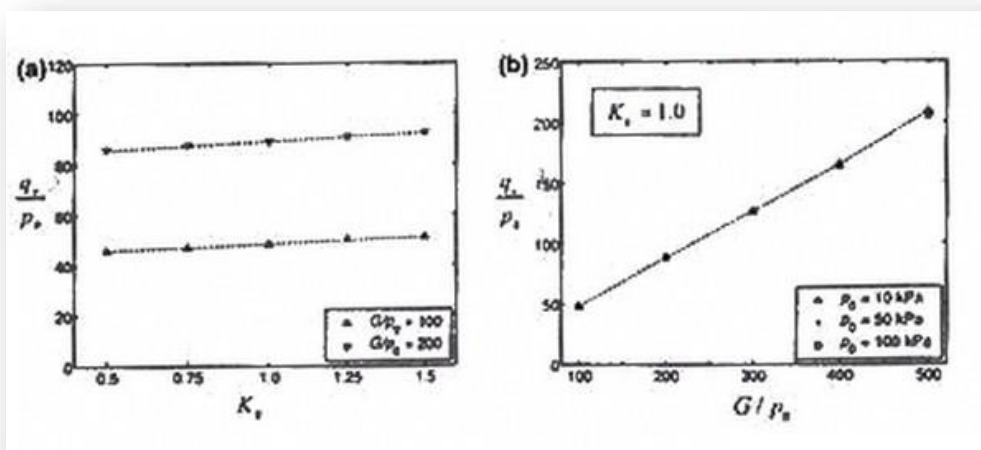


Fig. 3.2 : Résistance du cône normalisée en fonction de (a) coefficient des terres au repos k_0 et (b) le rapport $\frac{G}{P_0}$ ($\varphi = 30^\circ, \psi = 10^\circ, K_0 = 1, 0, \varphi_{sc} = 0$)

3.5. Effet de l'angle de frottement et de l'angle de dilatance

La résistance en pointe est dépendante de deux paramètres caractéristiques du sol à savoir l'angle de frottement φ et l'angle de dilatance ψ .

La résistance en pointe q_c augmente légèrement avec l'augmentation de l'angle de frottement φ et l'état d'équilibre permanent est atteint rapidement avec des valeurs élevées de l'angle de frottement (fig. 3.3), par contre la variation de l'angle de dilatance ψ a un effet majeur sur la

résistance en pointe. En augmentant ce dernier, la résistance en pointe augmente amplement ce qui veut dire que la résistance en pointe est très sensible à l'angle de dilatance ainsi que l'état d'équilibre permanent n'est atteint qu'avec des pénétrations profondes (fig. 3.4).

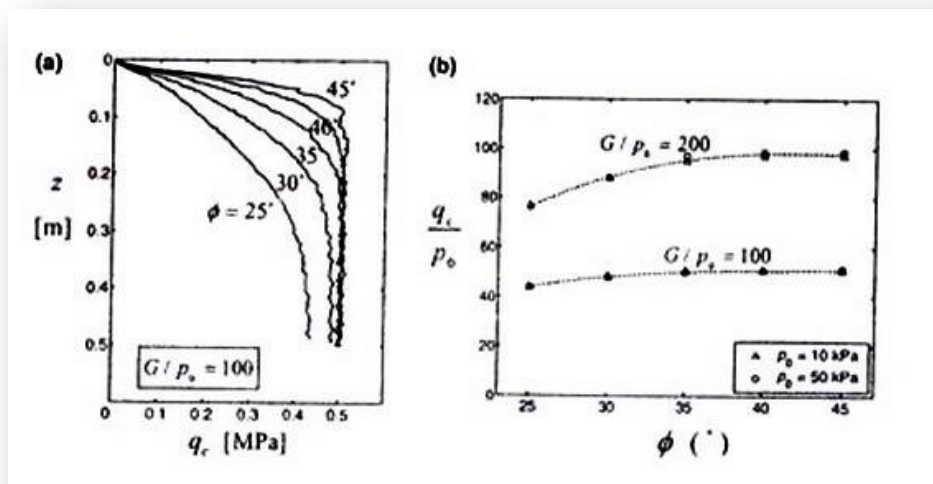


Figure 3.3 : (a) évolution de la résistance du cone et (b) résistance du cone à l'état d'équilibre permanent pour différentes valeurs de l'angle de frottement ($\varphi = 10^\circ, K_o = 1, 0, \varphi_{sc} = 0$)

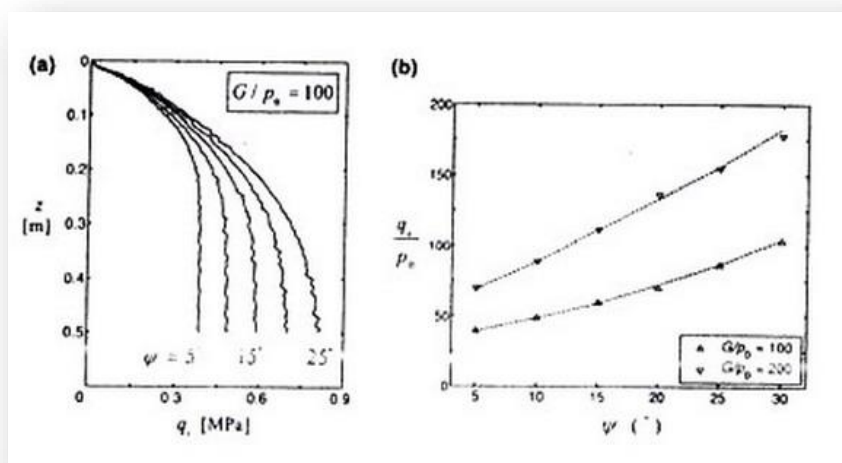


Fig. 3.4. (a) évolution de la résistance du cone et (b) résistance du cone à l'état d'équilibre permanent pour différentes valeurs de l'angle de dilatance ($\varphi = 30^\circ, K_o = 1, 0, \varphi_{sc} = 0$)

3.6. La déformation du sol et la notion de la zone plastique

La pénétration du cône dans le sol se manifeste par la poussée des particules de sol dans les deux sens vertical et horizontal. Ce processus peut être visualisé en voyant la déformée du maillage et le champ de déplacement autour du pénétromètre [21][8]

Les particules de sol se trouvant sur l'axe de symétrie se déplacent uniquement verticalement alors que les particules en contact avec la surface du cône se déplacent aussi horizontalement. À partir de la pointe conique et jusqu'à la tige, le déplacement horizontal des particules de sol augmente, avec le déplacement horizontal maximum observé au niveau de la surface.

Si on ne tient compte que du déplacement horizontal, le processus de pénétration est identique à celui de l'expansion de cavité cylindrique mais en présence de deux sens de déplacement (vertical et horizontal), on peut voir que le schéma de la zone plastique est différent de celui envisagé par l'expansion de cavité cylindrique et sphérique. Les schémas trouvés indiquent que la zone plastique se déplace en profondeur tout en augmentant de volume. Cette zone cesse d'augmenter une fois atteinte la profondeur correspondant à l'état d'équilibre permanent. La zone plastique possède une forme d'une demi-ellipse ayant le sens du déplacement horizontal comme grand axe.

3.7. L'essai dans la chambre de calibration

La première chambre de calibrage permettant de mesurer les conditions aux limites a été produite en Australie en 1969 [1], les chambres de calibrage ont été utilisées dans la recherche avec modification de quelques paramètres tels que les dimensions, la forme et la nature des conditions aux frontières, la procédure du dépôt et la capacité de manipuler des échantillons saturés.

L'échantillon du sable est préparé par déposition pluviale au biais de l'air. L'échantillon est consolidé sous un K_0 donné où K_0 est le coefficient des terres au repos. L'essai dans la chambre de calibrage est réalisé par application progressive de contraintes verticales tout en empêchant le déplacement radial au niveau des frontières latérales de l'échantillon. Pour des échantillons surconsolidés, la contrainte verticale est diminuée en appliquant de petits incréments jusqu'à atteindre le facteur de surconsolidation (OCR) voulu.

L'échantillon de sable est empêché de se déplacer (au niveau de sa base et ses côtés) par une membrane, la membrane des deux côtés de la chambre est tenue par une plaque d'aluminium

qui forme la frontière rigide de l'échantillon et qui transfère les forces de poussée provenant du piston. Un trou dans le centre de la couverture permet la pénétration du cône dans l'échantillon de sable. Il est toujours possible de saturer l'échantillon de sable. Bellotti et al. (1988) attestent que la saturation de l'échantillon a un effet négligeable sur la résistance en pointe.

En jouant sur les contraintes et les déplacements de l'échantillon, différentes conditions aux limites peuvent être envisagées. Les essais dans la chambre de calibrage sont faits en variant la densité relative, les contraintes horizontales et les contraintes verticales. Pour chaque essai, une valeur de la résistance pénétrométrique est trouvée.

3.8. Comparaison avec d'autres résultats

Dans la littérature, une grande partie des recherches effectuées sur le CPT sont faites sur le matériau argileux [1]. Mais on peut toujours faire une comparaison entre les différents résultats. Le tableau montre une comparaison entre l'analyse numérique faite par Van Den Berg sur l'argile et la procédure numérique utilisant le logiciel FLAC (analyse par différence finies). On remarque que les résultats sont très proches.

Les paramètres utilisés dans les deux méthodes sont identiques et sont comme le montre le tableau 2

Tableau 3.1. Comparaison des résultats trouvés par FLAC avec ceux trouvés par Van Den Berg [1]

	Selon Van Den Berg	Selon FLAC
Résistance au cisaillement non drainée S_u	20	20
Résistance en pointe q_c	266	270
Facteur du cône N_c	10,8	11

Tableau 3.2 Paramètres utilisés par les deux procédures (FLAC et celle de Van Den Berg)

Module de déformation E (KPa)	coefficient de poisson ν	Résistance au cisaillement non drainée S_u	Contrainte verticale σ_v (KPa)	Contrainte horizontale σ_h (KPa)	Coefficient des terres au repos K_0

		(KPa)			
6000	0,49	20	50	50	1

D'autres comparaisons ont été faites entre la procédure par modélisation (FLAC) effectuée sur le sable et la solution par éléments finis proposée par Kioussis et al. (1988) faite sur l'argile. Les deux méthodes négligent le frottement entre le sol et le pénétromètre.

Le tableau 3.3 montre une comparaison entre l'analyse numérique faite par Kioussis et al. sur l'argile et la procédure numérique utilisant le logiciel FLAC.

Les paramètres utilisés dans les deux méthodes sont identiques et sont comme le montre le tableau 3.4.

Tableau 3.3. Comparaison des résultats trouvés par FLAC avec ceux trouvés par Kioussis et al

	Selon Kioussis et al	Selon FLAC
Résistance au cisaillement non drainé S_u (KPa)	50	50
Résistance en pointe q_c	525	650
Facteur du cône N_c	8,5	11

Tableau 3.4. Paramètres utilisés par les deux procédures (FLAC et celle de Kioussis et al)

Module de déformation E (KPa)	coefficient de poisson ν	Résistance au cisaillement non drainé S_u (KPa)	Contrainte verticale σ_v (KPa)	Contrainte horizontale σ_h (KPa)	Coefficient des terres au repos K_0
30000	0,28	50	100	100	1

3.9. Comparaison entre les résultats numériques (procédure numérique FLAC) et le trouvés expérimentalement (chambre de calibration)

Les résultats trouvés selon la procédure numérique FLAC sont semblables avec les valeurs trouvées dans la chambre de calibrage avec une marge d'erreur de plus ou moins 25% et ce pour les différentes conditions aux limites envisagées, ces conditions sont à titre d'information les suivantes :

BC1 : σ_h constante, σ_v : constante

BC2 : $\varepsilon_h = 0, \varepsilon_v = 0$

BC3 : $\varepsilon_h = 0, \sigma_v$ constante

BC4 : $\varepsilon_v = 0, \sigma_h$: constante

3.10. Applications

3.10.1. Quels types de contraintes in situ affectent la résistance en pointe conique :

horizontale ou verticale ?

Dans la littérature, il y avait un grand débat (ex, Baldi et al.1986 ; Houlsby et Hitchman 1988 ; Houlsby et Wroth 1989) concernant le type de contraintes in situ affectant la résistance en pointe conique. Se basant sur leurs observations expérimentales, Houlsby et Hitchman 1988, attestent que la résistance en pointe conique dépend de la contrainte effective horizontale et non pas sur la contrainte effective verticale. Pour y remédier, deux séries d'analyse numériques sur le sable ont été envisagées [1].

La première série effectuée sur le sable avec une densité relative de 70% et des conditions aux limites de type 1, BC1 (voir en dessus), la valeur de la contrainte effective verticale est constante et elle est supposée égale à 300 KPa. La contrainte effective horizontale varie de 120KPa à 480KPa ; par contre les valeurs du coefficient des terres au repos K_0 vont de 0,4 à 1,6. On peut clairement voir qu'une grande augmentation de la résistance en pointe est associée avec une grande augmentation de la contrainte effective horizontale.

La deuxième série effectuée sur le sable, la valeur de la contrainte effective horizontale est constante et elle est supposée égale à 300 KPa. La contrainte effective verticale varie de 120KPa à 480KPa ; par contre, on peut constater qu'une grande augmentation de la contrainte effective verticale n'implique pas une augmentation considérable de la résistance. En effet l'amplitude de la résistance en pointe est presque constante, ce résultat indique que la résistance du cône est affectée par la contrainte horizontale in situ. Ce résultat est supporté par les observations expérimentales de Houlsby et Hitchman (1988), et Houlsby et Wroth (1989).

Ces mêmes résultats montrent que le facteur de surconsolidation (OCR) n'influe pas directement sur la résistance du cône dans le cas du sable. Cela veut dire que pour 2 sols sableux avec une densité relative donnée et des facteurs de surconsolidation différents peuvent avoir la même résistance en pointe si les contraintes horizontales sont les mêmes.

3.10.2. Analyse de la sensibilité

La résistance de la pointe pénétrométrique lors de l'essai de pénétration statique est affectée par un ensemble de propriétés de sol (module oedométrique, angle de frottement, angle de dilatance) [19]. Ces propriétés ne peuvent pas être séparées l'une de l'autre. En réalité, les propriétés du sol sont interconnectées .ex : les sols sableux possédant un angle de frottement élevé peuvent avoir des propriétés de dilatance élevées ou encore avoir des modules oedométriques élevés. Cependant, il est aussi bénéfique d'interpréter l'effet de chaque propriété de sol sur la résistance de pointe pénétrométrique séparément pour voir si une propriété possède une influence sur la résistance de pointe pénétrométrique beaucoup plus importante qu'une autre propriété.

Une série d'analyse de sensibilité a été envisagée de telle façon à faire varier une propriété de sol et de maintenir toutes les autres propriétés constantes. Pour cette série d'analyse de sensibilité, la grille numérique avait une hauteur de 1,5 m et un diamètre de 4m. La contrainte verticale effective était prise égale, 300KPa ET K_0 était de 0,5. L'analyse a été faite pour des conditions aux limites de type 1.

3.10.3. Effet de l'angle de frottement sur la résistance en pointe

. La résistance de pointe pénétrométrique augmente de 7 MPa à 9 MPa pour une augmentation de l'angle de frottement de 32° à 44° . Tous les autres paramètres, i.e., module oedométrique et angle de dilatance sont maintenus constants (Ahmadi et al.). Pour ces analyses,

le module oedométrique est pris égal à 100 000 KPa, le coefficient de poisson égal à 0,25. Cela correspond à un module oedométrique total égal à 50 000 KPa et un module de cisaillement égal à 30 000 KPa. Ces valeurs sont approximativement égales à celles d'un sol sableux. Dans cette série d'analyse, l'angle de dilatance est supposé égal à zéro pour chacune des valeurs de l'angle de frottement utilisées dans cette analyse numérique [19]. Physiquement, cela ne peut être juste, i.e., plus l'angle de frottement est élevé, plus le sable est dilatant, et ces propriétés ont été interprètes selon l'équation (7)

$$\sin \psi = \sin \varphi'_f - \sin \varphi_{cv} \quad (3.1)$$

Tel que :

ψ : angle de dilatance ;

φ'_f : angle de frottement effectif à la rupture ;

φ_{cv} : angle de frottement à volume constant.

Pour cette investigation de l'effet des paramètres indépendants et séparés sur la résistance en pointe pénétrométrique ; seul l'angle de frottement a été changé, l'angle de dilatance ainsi que les autres paramètres sont maintenus constants pour chacune des valeurs de l'angle de frottement utilisées dans cette analyse. Cela permet de quantifier l'influence de l'angle de frottement sur la résistance en pointe pénétrométrique indépendamment de tous les autres paramètres (tel que l'angle de dilatance).

Pour une grande marge de valeurs de l'angle de frottement entre 32° et 44° (cette marge englobe presque toutes les valeurs de l'angle de frottement que peut prendre un sol sableux) ; la variation de la résistance en pointe est de $\pm 15\%$. Il est bien évident que l'effet de l'angle de frottement sur la résistance en pointe n'est pas significatif.

3.10.4. Effet de l'angle de dilatance sur la résistance en pointe

La figure montre la variation de la résistance en pointe en fonction de la variation de l'angle de dilatance, tandis que les autres paramètres du sable sont maintenus constants. Pour cette série d'analyse, l'angle de frottement est égal à 40° et le module oedométrique est égal à 100 000 KPa. L'angle de dilatance du sol varie entre -2° et 10°. Cet intervalle couvre presque toutes les valeurs de l'angle de dilatance dans les sols sableux. Les valeurs négatives de l'angle

de dilatance sur la figure correspondent à une contractance (sable lâche) alors que les valeurs positives correspondent à une dilatance (sable dense)

Comme le montre la figure.3.5 La résistance en pointe varie d'une valeur inférieure de 7,5 MPa pour un angle de dilatance de -2° à une valeur supérieure de 13 MPa pour un angle de dilatance de 10° .

La variation de l'angle de la résistance en pointe en fonction de l'angle de dilatance est de 30%. Et en comparant entre la figure Et la fig. , on peut conclure que la résistance en pointe est beaucoup plus affectée (sensible) par l'angle de dilatance d'un sable que de l'angle de frottement.

3.10.5. Effet du module oedométrique sur la résistance en pointe

La figure montre la variation de la résistance en pointe en fonction du module oedométrique du sol. Le module oedométrique varie entre 2500 et 125 000 KPa. Le coefficient de poisson est de 0,25 ; cela donne un module oedométrique total variant de 8000 à 40 000 KPa. Ces valeurs-là couvrent la majorité des valeurs de rigidité que peut prendre un sol sableux.

Au cours de ces analyses, l'angle de frottement est supposée égal à 40° tandis que l'angle de dilatance est égal à zéro. Pour ces valeurs du module oedométrique, la résistance en pointe du cône varie de 3MPa à 10 MPa, ce qui montre que le module oedométrique possède le plus grand effet sur la résistance en pointe [1].

En prenant une valeur moyenne entre ces deux valeurs comme un point de référence, il est à noter que l'influence de module oedométrique dépasse les 70%.

En se basant sur ce qui a été dit précédemment, il est à conclure que le module oedométrique du sol est le paramètre qui influe le plus sur la résistance en pointe. Les caractéristiques de dilatances du sable peuvent aussi efficacement changer la résistance en pointe ; cependant l'angle de frottement du sable n'est pas un facteur important pour l'évaluation de la résistance en pointe. Malgré que la résistance en pointe a été pour longtemps reliée directement avec l'angle de frottement.

Avec des angles de frottement s élevés associés avec des résistances en pointe élevées. Il est bien évident que les angles de frottements sont associés avec des sables denses et c'est bien l'angle de dilatance et la rigidité qui donnent des valeurs élevées de la résistance en pointe.

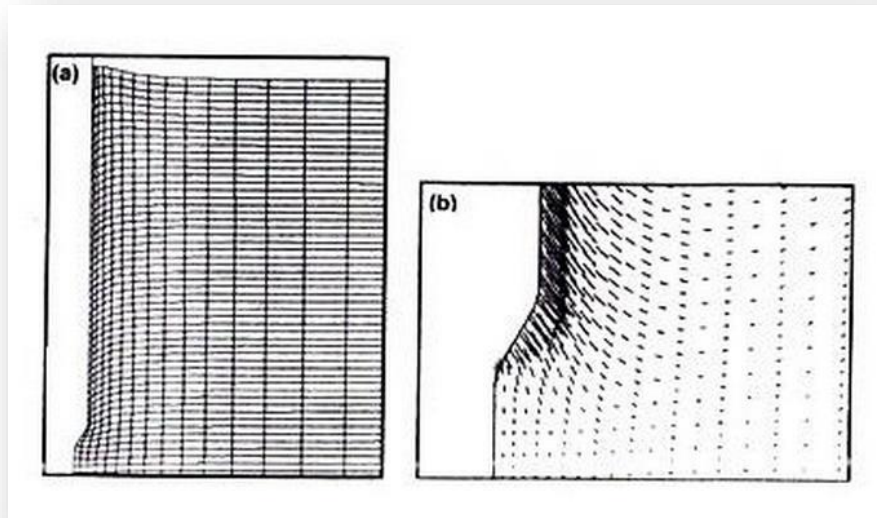


Figure 3.5 : (a) déformée du maillage, (b) champ de déplacement autour du cône à l'état d'équilibre stationnaire

3.11. Le problème de transition entre pénétration superficielle et profonde

Pendant la pénétration superficielle le matériau se déplace vers l'extérieur et vers le haut alors que pendant la pénétration profonde le matériau déplacé est accommodé par la déformation élastique du sol c'est pour cette raison là que la théorie de l'expansion de cavité est appropriée aux problèmes de la pénétration profonde (Vesic 1972).

- Selon le critère de rupture de Von Mises :
 1. la résistance au cisaillement en déformations planes est égale à $\frac{2}{\sqrt{3}} * s_u$;
 2. φ_c : pression limite cylindrique selon la théorie d'expansion de cavité, utile pour l'estimation de la contrainte radiale au niveau des tiges ;
 3. φ_s : pression limite sphérique selon la théorie d'expansion de cavité, utile pour l'estimation de la capacité finale du cône.

3.12. Le La méthode de chemins de déformation

Selon Baligh (1986), l'inconvénient de la méthode de l'expansion de cavité est que cette dernière ne peut pas modéliser rigoureusement les chemins de déformation suivis par les

éléments du sol, raison pour laquelle il avait mis en place la méthode de chemins de déformation. Cette méthode tend à tenir en compte de l'histoire complexe de déformation du sol pendant la pénétration [13]

Le processus de pénétration est supposé analogue à un écoulement du sol causé par le pénétromètre jusqu'à l'équilibre. On doit alors estimer le champ d'écoulement ; à cette fin, on admet que le sol s'écoule comme un fluide visqueux.

Etant donné que cette dernière loi est carrément fautive, le mode d'écoulement obtenu n'est pas tout à fait juste, cependant cette estimation peut servir comme première approximation.

On peut déterminer toute l'histoire de déformation pour chaque élément du sol à l'aide du mode d'écoulement

3.13. La méthode de chemin de déformation-éléments finis

Le problème de pénétration du cône a été sujet de plusieurs recherches au passé (DeBrost & Vermeer, 1984, Kioussis *et al.* 1988). Dans ces analyses, le pénétromètre était introduit dans un forage tout en gardant les particules de sol autour du cône dans leur état de contrainte initiale, le calcul dans ce cas est mené par effondrement plastique incrémental d'où cette interprétation n'est pas tout à fait juste. Pendant la pénétration du cône, ils se développent autour des tiges des contraintes latérales et verticales trop élevées. Ces contraintes vont influencer sur les conditions autour de la pointe, résultant à des pressions de pénétration élevées par rapport à celles trouvées dans le cas du forage.

Sachant que la méthode de chemins de déformation présente un problème de non-équilibre pour une pénétration continue. Dans une tentative d'y remédier, la méthode des éléments finis est proposée ; combinant la méthode de chemins de déformation qui a le mérite de rétablir l'état d'équilibre de l'écoulement mais qui résulte à une erreur dans l'équilibre avec la méthode des éléments finis satisfaisant correctement l'équilibre. Cette méthode consiste à utiliser la solution donnée par la méthode de chemins de déformation comme étant les conditions des contraintes initiales. Cependant ces contraintes ne sont pas en parfait équilibre. L'état de non-équilibre de ces contraintes est représenté comme un système de forces en *out-of-balance* qui sont éliminées en appliquant expérimentalement des forces opposées et égales. Après avoir éliminé l'état de non-équilibre, le cône pénètre jusqu'à atteindre la charge de stabilité permanente. Cette charge est atteinte en imposant au cône un déplacement vertical d'une façon incrémentale. Ce

déplacement est tellement important qu'une analyse en grande déformation grand déplacement s'impose.

3.14. L'estimation du facteur du cône à partir de la méthode de chemins de déformation

Après avoir calculé les contraintes totales autour du cône, la résistance en pointe peut être mesurée en intégrant les composantes du champ de contrainte.

La figure 3.6 présente la variation du facteur de cône en fonction de l'indice de rigidité à partir de la méthode de chemins de déformation dans l'argile [22]

La résistance en pointe est exprimée en fonction du facteur de cône où :

$$N_{kt} = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{S_u} \quad 3.2)$$

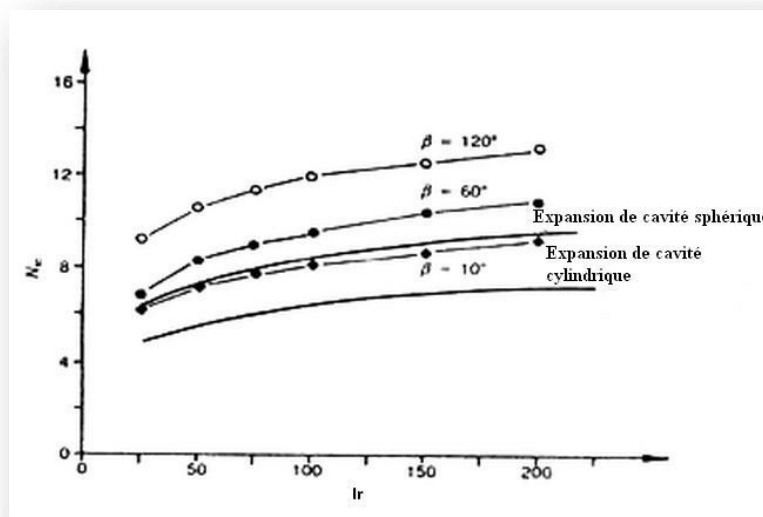


Figure 3.6 : Variation du facteur de cône N_{kt} en fonction de I_r suivant la méthode de chemin de déformation

q_t est remplacée par Ψ_c et Ψ_s dans le cas de l'expansion de cavité cylindrique et sphériques respectivement.

Les valeurs du facteur de cône trouvées par la méthode de chemin de déformation sont plus élevées que celles trouvées par la théorie de l'expansion de cavité. La relation reliant N_{kt} à I_r est approximativement donnée par :

$$N_{kt} = 1,25 + 1,84 \times \text{Ln}(I_r) \quad (3.3)$$

La relation précédente ne tient pas en compte la rugosité du cône qui vaut :

$$\alpha_f = \frac{\sqrt{3}\tau_f}{2.S_u} \quad (3.4)$$

Il découle :

$$N_{kt} = 1,25 + 1,84 \times \text{Ln}(I_r) + \frac{\sqrt{3}\tau_f}{2.S_u} \quad (3.5)$$

3.15. L'effet des contraintes in situ sur le facteur de cône

Dans les dépôts argileux, Les contraintes horizontales et verticales sont souvent différentes. L'effet de cette anisotropie sur la résistance en pointe est observé en variant les contraintes in situ (verticales et horizontales) [22].

La figure 3.7 montre deux distribution possibles de contraintes selon :

Pour le cas (a) :

$$\frac{\sigma_{h0}}{S_u} = 2,0 \text{ et } \frac{\sigma_{v0}}{S_u} = 3,5$$

Pour le cas (b) :

$$\frac{\sigma_{h0}}{S_u} = 3,5 \text{ et } \frac{\sigma_{v0}}{S_u} = 2,0$$

Les deux distributions semblent être similaires, cependant la distribution (b) est considérablement élevée. Cela revient au fait que la valeur du facteur de cône est élevée. Et par conséquent on peut définir un autre facteur de cône en terme de contraintes horizontales qui peut être donné par :

$$N_h = \frac{q_t - \sigma_{h0}}{S_u} \quad (3.6)$$

Les contraintes initiales sont caractérisées par un coefficient sans dimension Δ , compris entre -1 et 1 et défini par :

$$\Delta = \frac{\sigma_{v0} - \sigma_{h0}}{2 \cdot S_u} \quad (3.7)$$

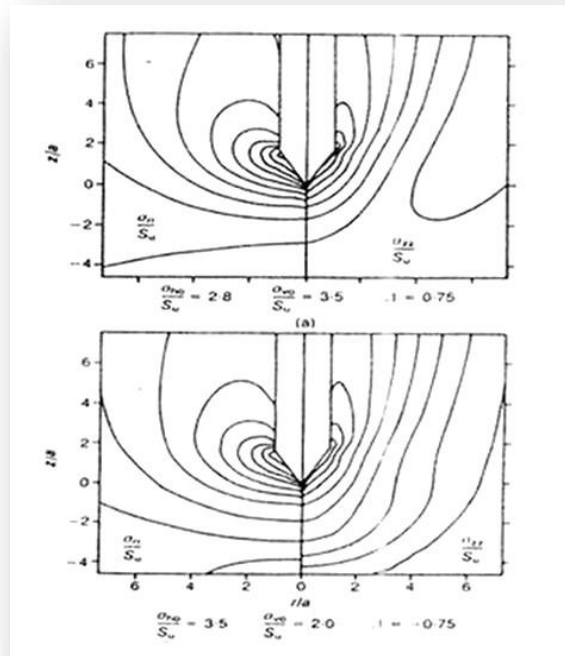


Figure 3.7 : Distribution de contraintes autour du cône.

3.16. Résultats tirés de la méthode « chemin de déformation-éléments finis »

Combinant entre la méthode de chemin de déformation et celle des éléments finis. La figure 3.8 montre une comparaison entre trois séries d'analyses utilisant la méthode des éléments finis [22].

La courbe (A) correspond à une analyse qui s'est basée sur les contraintes in-situ et isotrope, la courbe (B) correspond à une analyse avec correction de l'équilibre alors que la courbe (C) correspond à une analyse sans correction de l'équilibre.

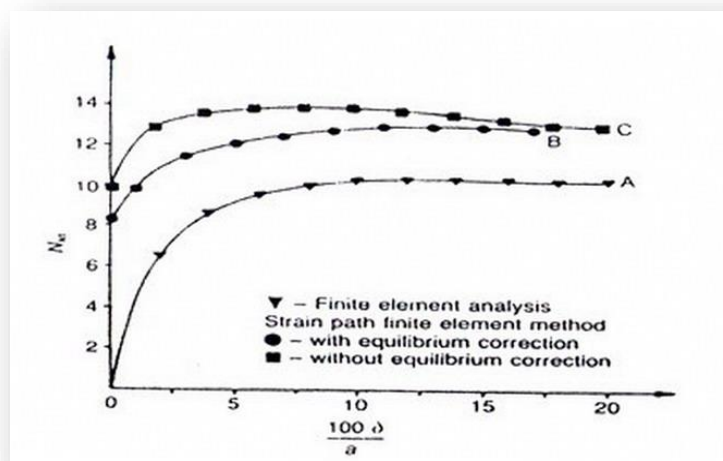


Figure 3.8 : Variation du facteur de cône en fonction de déplacement du cône

3.17. Théorie de l'expansion de cavité pour la détermination de la résistance

pénétrométrique

Une théorie basée sur l'expansion de cavité et l'analyse de la rotation des contraintes a été développée afin de calculer la résistance du cône dans du sable. Le sable est modélisé comme étant un matériau non-linéaire élastique parfaitement plastique. Cette théorie peut être utilisée pour l'analyse des essais à la chambre de calibrage, comme elle tient beaucoup en compte les dimensions de la chambre ainsi que les conditions aux limites.

La théorie a été utilisée pour calculer les valeurs de la résistance du cône pour des conditions qui correspondent à environ 400 essais de pénétration statique effectués dans différentes chambres de calibrages. Les dimensions de la chambre sont comprises entre 0,76 et 1,20 m alors que le diamètre du cône est compris entre 1 et 3,57 cm.

Comme l'état de contrainte, et plus précisément, les contraintes horizontales et la densité relative sont souvent mal connues dans les dépôts du sable (qui sont encore hétérogènes). La théorie de la résistance à la pénétration a été évaluée en calculant la valeur de la résistance q_c trouvée théoriquement et la comparer avec les valeurs mesurées pendant des essais effectués en chambres de calibrages où les échantillons ont des caractéristiques bien définies à savoir la densité relative et l'état de contrainte. Les détails concernant les procédures des essais à la

chambre de calibrage sont décrits par Belloti et al. (1982), Ghionna et Jamiolkowski (1991), et Salgado (1993).

Les différents échantillons du sable ont été préparés avec des densités et des contraintes différentes. Les résultats obtenus théoriquement s'entendent bien avec ceux trouvés expérimentalement (avec un coefficient de variation compris entre 8 et 28% et une différence relative de moins de $\pm 30\%$).

Quand un pénétromètre est poussé dans le sol, il crée une cavité cylindrique et par conséquent il doit y avoir une relation entre la résistance à la pénétration et la pression requise pour créer cette cavité dans le sol à partir d'un rayon initial égal à zéro. La figure 3.9 montre le champ de déplacement généré autour de la base d'un pieu quant il est foncé dans le sol.

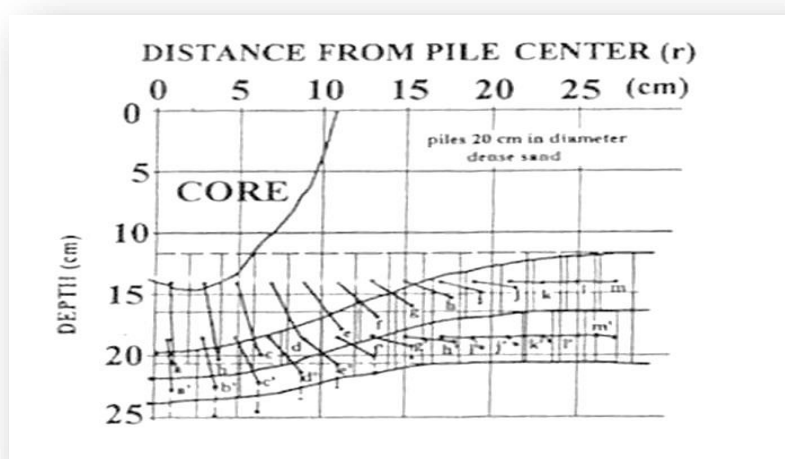


Fig. 3.9 : Champ du déplacement autour de la pointe d'un pieu (cavité cylindrique)

La figure. 3.10 montre trois zones distinctes générées par l'expansion de cavité. Ces trois zones dépendent du niveau de déformation et peuvent être décrites comme suit :

- Une zone élastique linéaire : les déformations sont petites et le sol se comporte comme un matériau élastique linéaire.
- Une zone non-linéaire : dont laquelle le sol se cède et se comporte comme un matériau non linéaire (relation non linéaire entre contrainte et déformation), mais les contraintes dans ce cas ne sont pas encore suffisantes pour produire la rupture.

- Une zone plastique : où le sol a déjà atteint un niveau de contrainte assez élevée pour provoquer la rupture.

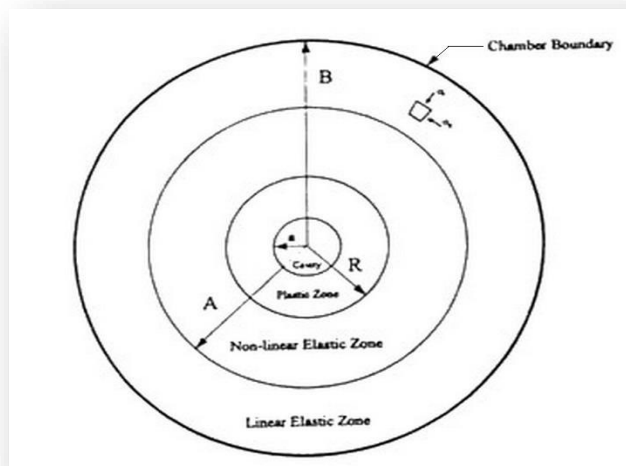


Figure. 3.10 : Les trois zones générées par l'expansion de cavité.

Les conditions d'équilibre, de compatibilité, de la géométrie ainsi que la continuité entre les trois zones sont suffisantes, ce qui rend le calcul selon la théorie de l'expansion de cavité possible.

Quelques graphs (fig. 3.11) montrant les résultats et la bonne analogie entre cette méthode théorique (méthode de l'expansion de cavité) et les résultats trouvés expérimentalement dans les chambres de calibrages sont mentionnés ci-contre :

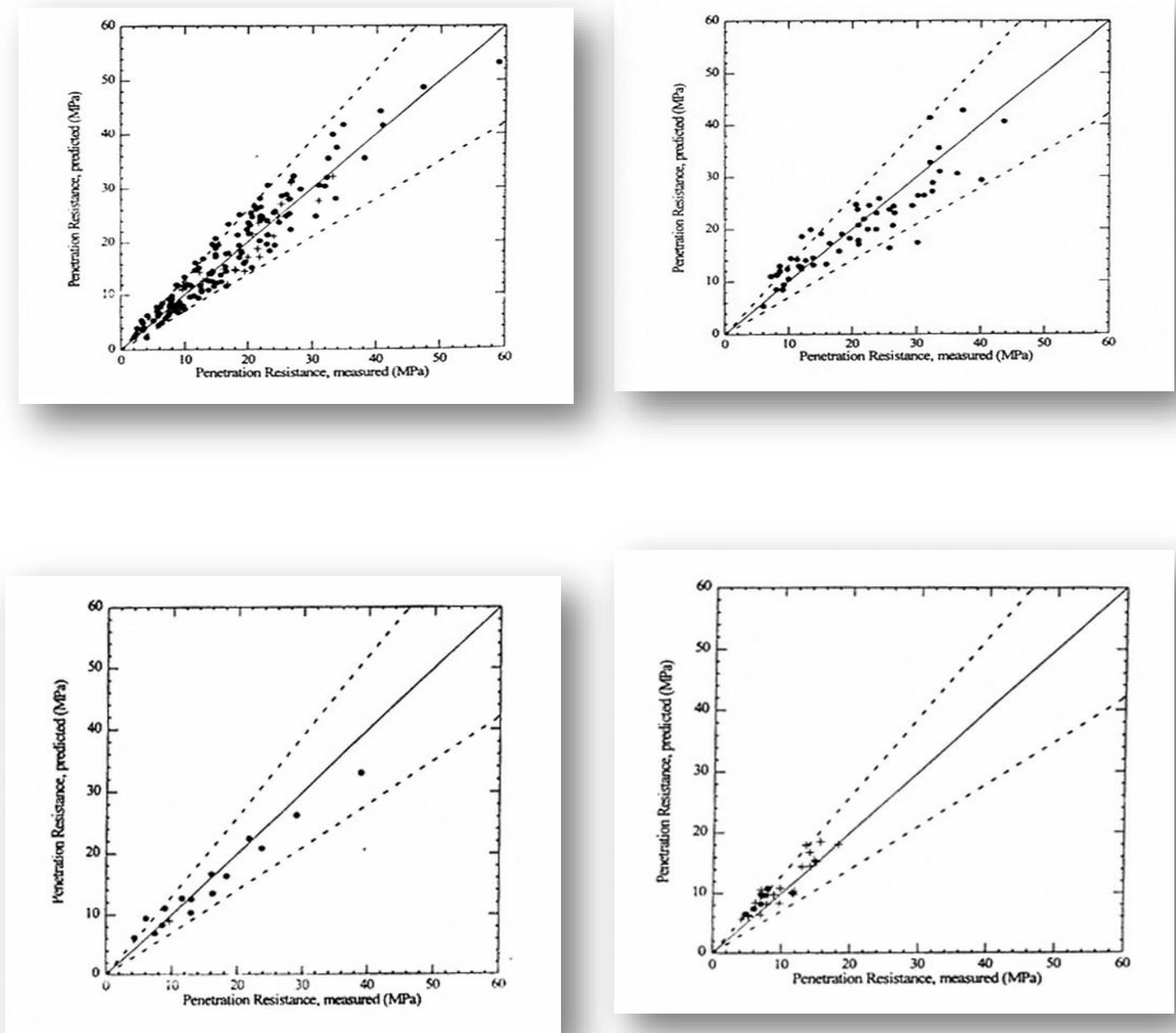


Fig. 3.11. Valeurs théoriques de la résistance pénétrométrique q_c en fonction des valeurs mesurées en chambres de calibrage (la différence entre les deux valeurs est de $\pm 30\%$)

3.18. Modélisation de l'essai de pénétration statique à la centrifugeuse dans le sable

Les centrifugeuses ont été largement adoptées dans la modélisation des problèmes géotechniques car, dans ce type de modélisation, si les paramètres du sol sont bien connus, le

comportement d'une fondation peut être observé et ce sans avoir recours à un essai en vraie grandeur qui est coûteux et qui nécessite beaucoup de temps.

L'aspect le plus important de l'essai à la centrifugeuse est la simulation du poids propre afin de reproduire l'état de contrainte du prototype. Les paramètres du sont dépendants du niveau de contraintes effectives.

Cependant, la détermination des paramètres du sol qui correspondent au modèle étudié requiert d'effectuer un essai en place comme l'essai de pénétration statique.

A cette fin, de différents essais effectués par cinq laboratoires de recherche en Europe dans le cadre de « Programme Européen du Développement de la Centrifugation » à savoir le Département d'Engineering de l'Université de Cambridge (CUED), UK, l'université technique du Danemark, Danemark (DIA), l'institut de la modélisation expérimentale et de structure (ISMES), Italie, le Laboratoire Centrale de Ponts et Chaussées (LCPC), France, et l'université de Ruhr, Bochum (RUB), Allemagne. Le but recherché derrière cette étude est de rassembler, à la fois les résultats identiques et différents, qui ont été trouvés lors de la réalisation de l'essai dans du sable lorsque les mêmes prototypes ont été adoptés.

Il y a deux grands intérêts de la modélisation de l'essai de pénétration statique dans la centrifugeuse à savoir :

- La vérification de l'uniformité ou la répétition de l'essai par plusieurs laboratoires de recherche ;
- L'obtention de quelques mesures absolues du profil de résistance du modèle.

3.19. Interprétation des résultats obtenus à la centrifugeuse

Le type de sable qui a été utilisé dans les différents essais est le sable de FONTAINEBLEAU, ce sable est composé de silicates uniformes avec un d_{50} égal à 0,22 et un coefficient d'uniformité de 1,3 [4].

Les valeurs maximales et minimales moyennes de densité sèche sont respectivement 1681 et 1415 kg/cm^3 .

La résistance du cône normalisée Q ainsi que la profondeur de pénétration normalisée Z sont données par les deux équations suivantes :

$$Q = \frac{q_c - \sigma_v}{\sigma'_v} \quad (3.8)$$

et :

$$Z = \frac{z}{B} \quad (3.9)$$

σ_v et σ'_v sont respectivement la contrainte totale et la contrainte effective et B est le diamètre du cône.

La figure (3.12) montre que les profils trouvés par les cinq centres de centrifugation sont identiques.

Les courbes de la figure. 3.13 présentent de faibles valeurs de la résistance du cône et plus précisément à faibles profondeurs, ce qui rend délicat l'interprétation de tels résultats. Pour y remédier, il est beaucoup plus mieux de représenter la résistance normalisée Q en fonction de la profondeur normalisée Z (fig. 3.13)

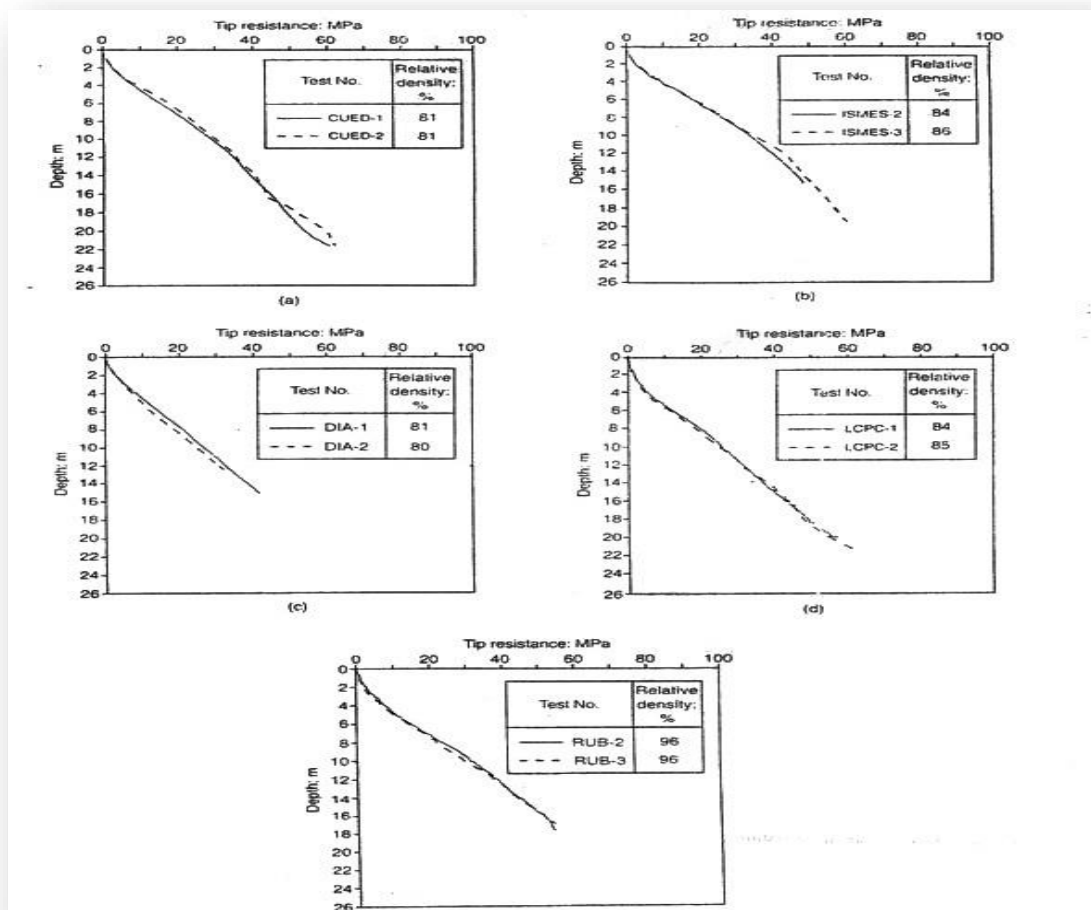


Figure 3.12 : profils trouvés par les cinq centres de centrifugation

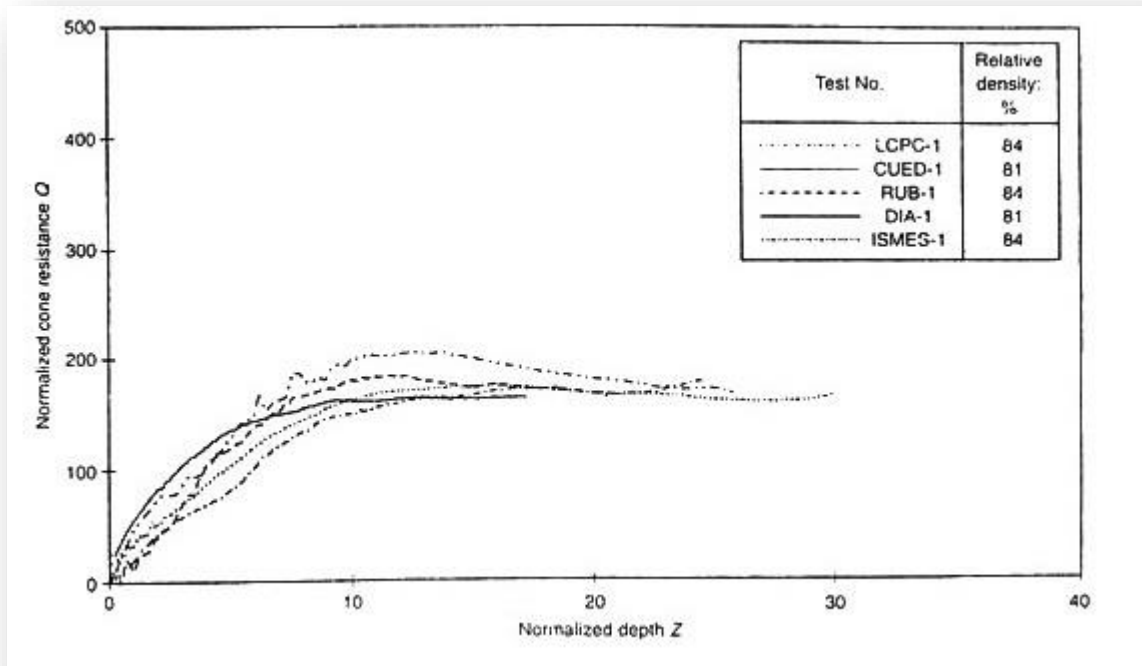


Figure 3.13 : Résistance normalisée pour chacun des cinq laboratoires

3.20. Analyse dimensionnelle de l'essai de pénétration statique

Bolton et al. ; (1993) a proposé d'utiliser l'analyse dimensionnelle pour interpréter les résultats de l'essai de pénétration statique obtenus à partir des essais en centrifugeuse. Comme tous les essais ont été effectués sur le sable de FONTAINEBLEAU, les paramètres du sol sont donc constants. On peut donc rassembler tous les facteurs qui peuvent affecter la résistance Q dans des termes adimensionnels comme dans l'équation suivante :

$$Q = \frac{q_c - \sigma_v}{\sigma'_v} = f\left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_c}, \frac{z}{B}, \frac{D}{B}, \frac{S}{B}, \frac{B}{d_{50}}, \text{etc.}\right) \quad (3.10)$$

DetS représente la géométrie du test (D est le diamètre du récipient, et S est la distance du point le plus proche de la frontière du récipient jusqu'à la position du pénétromètre).

3.20.1. Effet de D/B

L'effet du rapport « diamètre du récipient sur diamètre du pénétromètre » D/B a été étudié en effectuant les essais de pénétration statique dans des récipients avec des différents diamètres. Pour des essais CPT possédant un diamètre de 10 mm, on a utilisé des récipients de 850 et 210 mm de diamètres, par contre pour des essais CPT possédant des diamètres de 12 mm et 11,3 mm, on a plutôt utilisé des récipients de 530 et 100 mm de diamètres, cela donne des rapports de D/B différents allant de 85 jusqu'à 8,85. La figure. 3.14 révèle que pour des sables denses, il n'y a pas d'augmentation apparente dans la résistance du cône Q pour un essai fait avec $D/B = 44$ et $D/B = 85$. Par contre la résistance du cône Q est clairement plus grande pour un essai effectué dans un récipient avec $D/B = 8,85$.

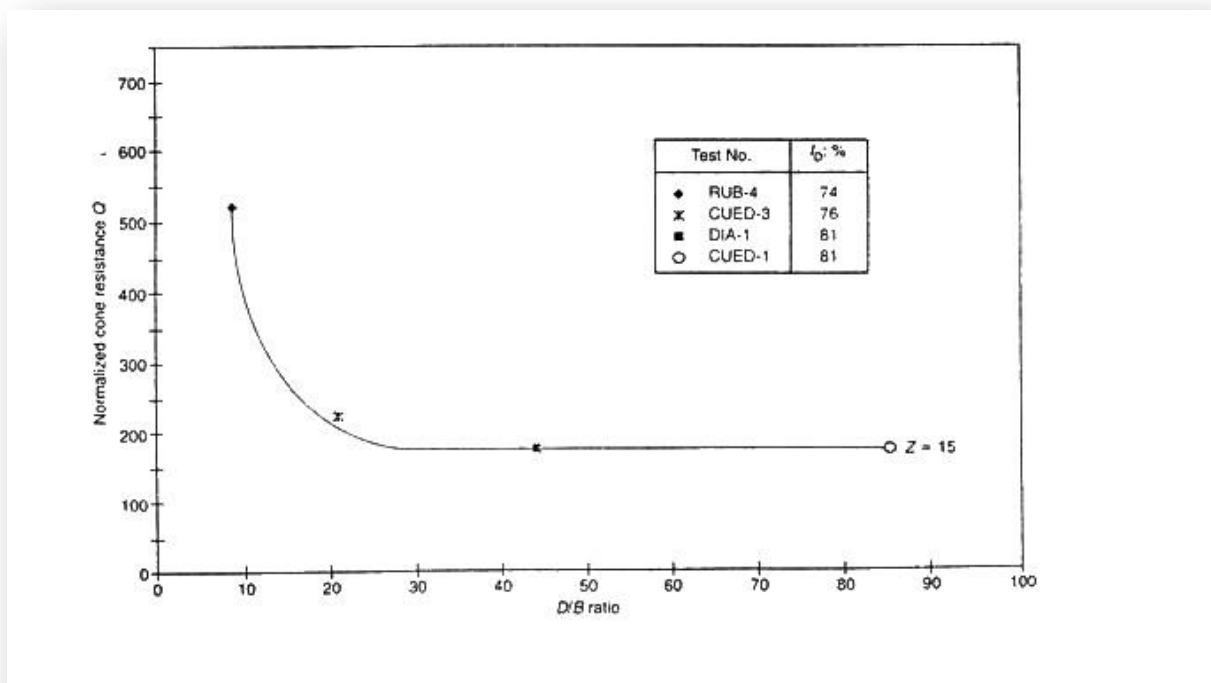


Figure 3.14 : Effet de D/B sur la résistance Q

3.20.2. Effet de condition aux limites S/B pour un récipient rectangulaire

Cet effet est étudié en effectuant des essais CPT dans un récipient rectangulaire de $1200 \times 800\text{mm}$ et en se servant d'un diamètre du cône de 12mm . Les indices de densité sont pour un sable dense et un sable moyen de $I_D = 91\%$ et $I_D = 58\%$ respectivement. Le rapport S/B varie de 33 à 2. Les résultats des essais sont représentés sur la figure 3.14. Pour des sables denses [4], il y a une légère augmentation de la résistance du cône Q d'environ 30% pour un $S/B = 2$ en comparaison avec un autre essai avec $S/B = 33$. Par contre cette augmentation de la résistance Q est importante et elle est de 35% dans les sables de moyenne densité avec les mêmes valeurs du rapport S/B .

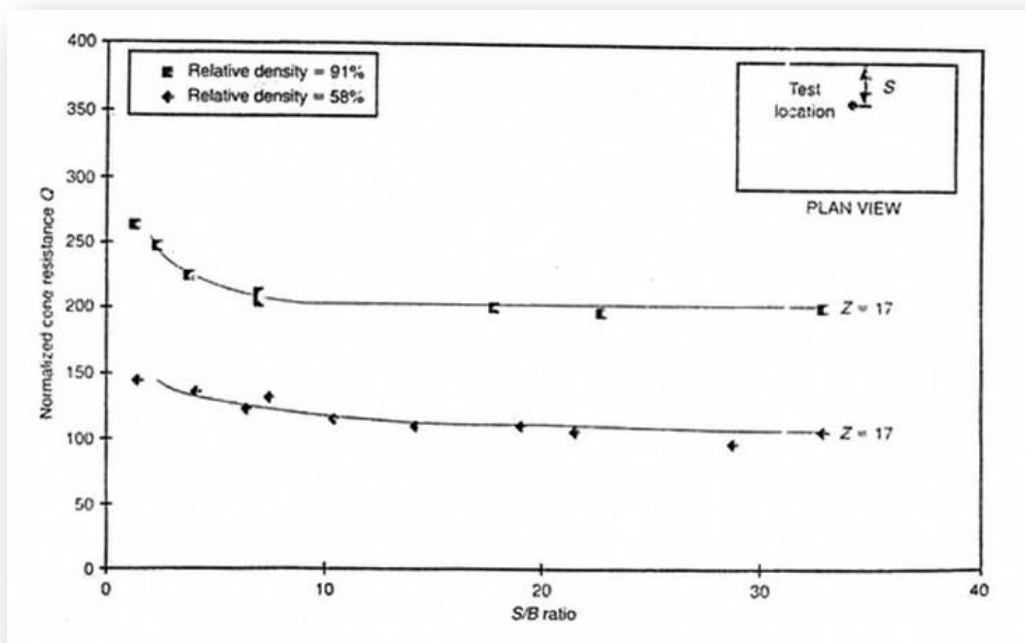


Figure 3.15 : Effet de S/B pour un récipient rectangulaire

3.20.3. Effet de condition aux limites S/B pour un récipient circulaire

L'effet de S/B a été aussi étudié pour des essais CPT dans un récipient circulaire de diamètre égal à 350mm . Les indices de densité sont, pour un sable dense, de $I_D = 81\%$ et $I_D = 80\%$. Les résultats des essais sont représentés sur la figure 3.15. Les résultats ne présentent pas une variation importante dans la résistance du cône Q pour $S/B = 11$ et $S/B = 22$.

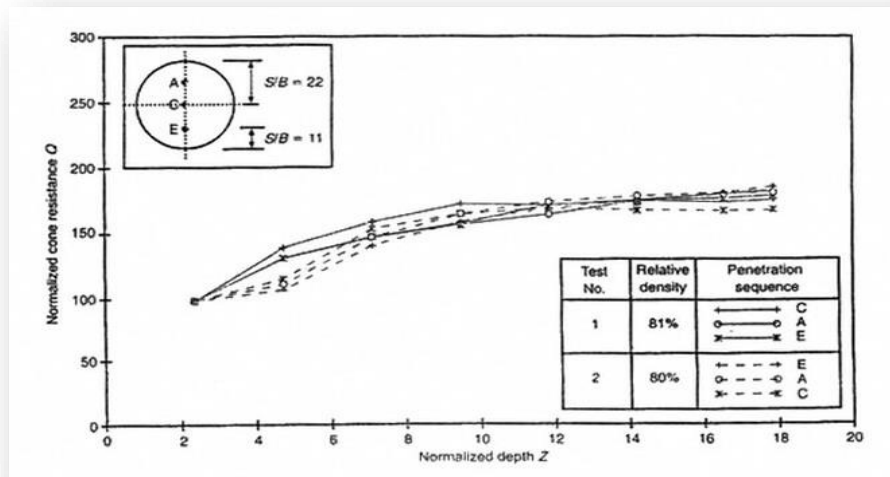


Figure 3.16 : Effet de S/B pour un récipient circulaire.

3.20.4. Effet de la granulométrie B/d_{50}

L'effet du rapport B/d_{50} a été étudié par Bolton et al. (1993) dans le sable de Leighton Buzzard.

La figure 3.16(a) donne la variation de la résistance normalisée Q en fonction de la profondeur normalisée. Cette figure montre que les résultats trouvés dans les cinq centres de recherches sont identiques, c'est-à-dire que la granulométrie du sable n'affecte pas les résultats pour des valeurs de B/d_{50} comprises entre 28 et 85 [4].

La figure 3.16(b) donne des valeurs raisonnables de la résistance pour des valeurs de B/d_{50} comprises entre 48 et 25.

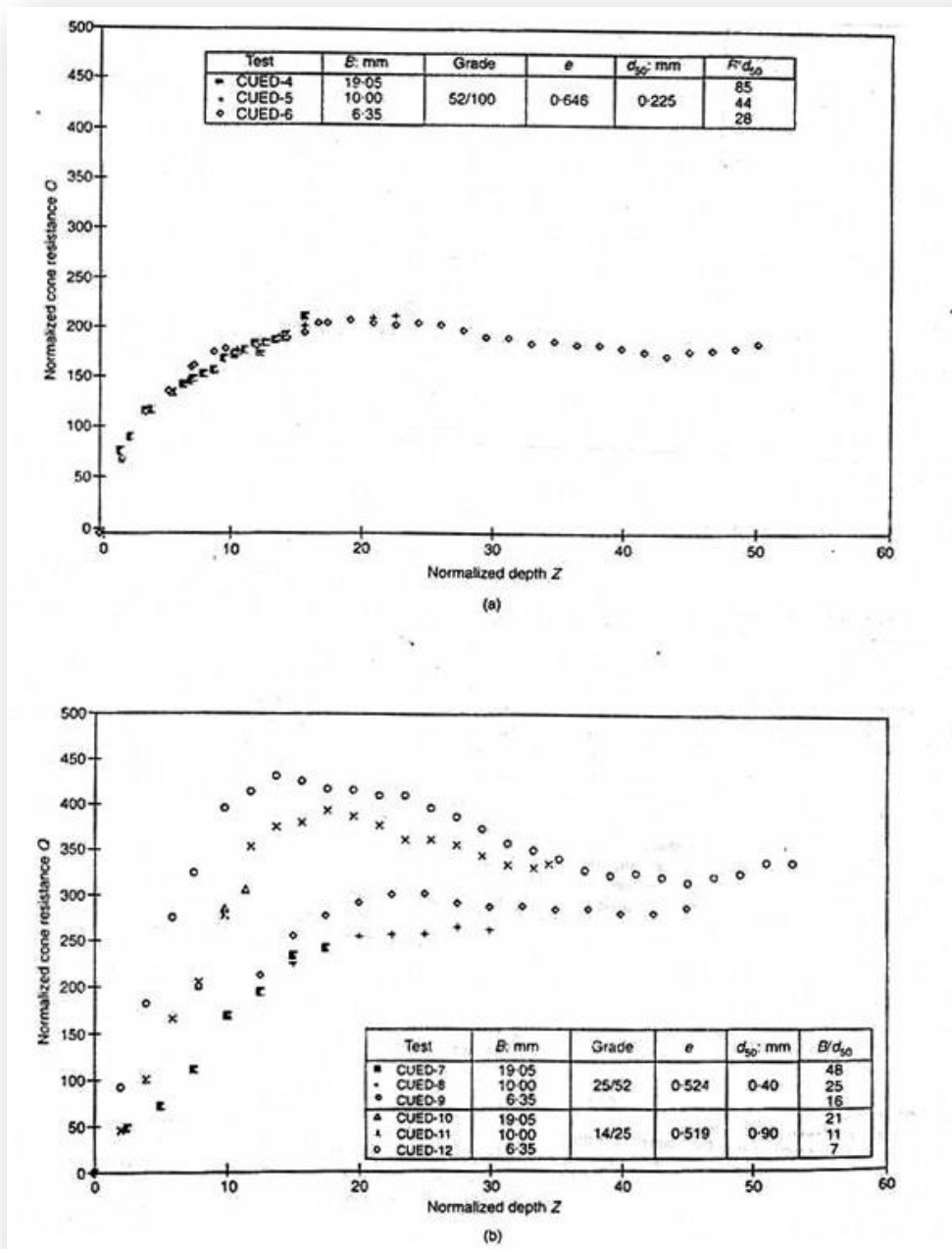


Figure. 3.17 : Effet de la granulométrie (sable de Leighton Buzzard), (a) particules fines : (b) particules de moyenne et grande grosseur

3.20.5. Effet de l'état de contrainte σ'_v/σ'_c

La figure 3.17 montre que l'augmentation des contraintes provoque une chute de la résistance Q . Cette chute de résistance est causée par le frottement latéral [4].

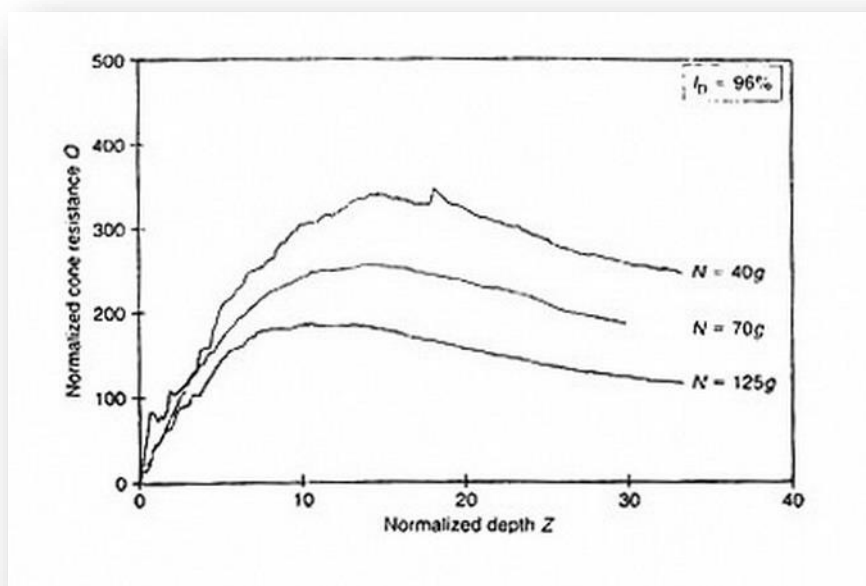


Figure 3.18 : Effet de l'état de contrainte

3.21. Conclusion

La pénétration du cône dans le sol se manifeste par la poussée des particules de sol dans les deux sens vertical et horizontal. Ce processus peut être visualisé en voyant la déformée du maillage et le champ de déplacement autour du pénétromètre.

la résistance à la pénétration peut être obtenue en utilisant une des cinq différentes approches suivantes :

- Méthodes expérimentales ;
- Théorie de la capacité portante ;
- Théorie de l'expansion de cavité ;
- Approche de l'état d'équilibre stationnaire ;
- Méthode des éléments finis.

CHAPITRE 4

PRESENTATION DU LOGICIEL CRISP V5.3

4.1. Introduction

Le logiciel CRISP (Critical State Soil Mechanics Program) est un programme d'éléments finis conçu spécialement pour la géotechnique et est basé sur la théorie de l'état limite critique en mécanique des sols. CRISP a vu le jour en 1975 par une équipe de chercheurs du département de l'engineering de l'université de Cambridge, et a été mis en circulation, pour la première fois, en 1982. Le programme a été utilisé principalement par les cercles académiques et par les ordinateurs (mainframe computers), jusqu'à 1990, date à laquelle une nouvelle version (CRISP90) basée sur le PC opérant sur MS DOS a vu le jour. En 1995 SAGE Engineering Ltd a adapté CRISP au Windows en introduisant les interfaces Graphiques GUI (Graphical User Interfaces) [15]

4.2. Les capacités de SAGE CRISP

CRISP pour Windows, la version utilisée dans ce travail, est comprise en quatre volets :

- Pré-Processing
- Le programme d'analyse des éléments finis.
- Post-Processing des La collection résultats

Le Pré-Processus offre un environnement intuitif, interactif dans lequel les analyses peuvent être rapidement et aisément créées ou revues.

Le Post-Processeur opère dans un environnement similaire avec des outils d'interprétations interactives des données et la visualisation des résultats.

CRISP est aujourd'hui largement utilisé par les communautés scientifiques et industrielles pour résoudre certains problèmes géotechniques comme les structures de soutènement, remblais, tunnels, stabilité des pentes et fondations. Il est aussi utilisé dans : l'étude des pieux, calcul des fondations, géotextiles, amélioration du sol, clouage, effet d'anisotropie, stabilité des forages.

4.3. Pré-processeur

Le Pré-Processeur est utilisé pour générer les données introduites pour le programme d'analyse. Il nous permet de créer graphiquement la grille des éléments finis, de définir les propriétés des sols, de spécifier les conditions in situ de l'analyse, de définir les blocs d'incrément, d'appliquer les charges et fixations, de stimuler la construction des séquences et enfin de préparer le démarrage d'analyse.

Le Pré-Processeur nous permet aussi de visionner et de manipuler la grille des éléments finis. Les Interfaces Graphiques du Pre-Processeur contiennent entre autres les options suivantes :

- Une fenêtre graphique du style CAD, facile à manipuler, qui permet de créer et de modifier les grilles rapidement et efficacement.
- Le calcul semi-automatique des contraintes in-situ.
- Affichage en temps réel des séquences de construction du model.
- Affichage graphique des charges et des appuis.
- Une échelle de zoom complète.
- Les couleurs fonctionnelles optimisent le control total des apparences des modèles affichés.

Le générateur de grille nous permet de créer automatiquement n'importe quel nombre d'éléments finis à partir d'une super grille bâti sur un nombre restreint de super éléments. Comme le montre la figure 2.3, ces super éléments sont a leurs tour subdivisés en éléments finis, nous permet ainsi, de créer, avec un effort minimal, des grilles des éléments finis de n'importe quelles taille et complexité.

Il existe deux différents générateurs de grille :

a- Générateur non structuré : qui est une super grille libre de super éléments dans lesquels sont générés les éléments finis suivant un model spécifique de grades.

b- Générateur structuré : qui est une grille de super éléments quadratiques, dans lesquels sont générés les éléments finis suivant le nombre et les positions des marqueurs de division le long des bords des super éléments.

La figure 4.1, présente la super grille et les super éléments subdivisés en éléments finis.

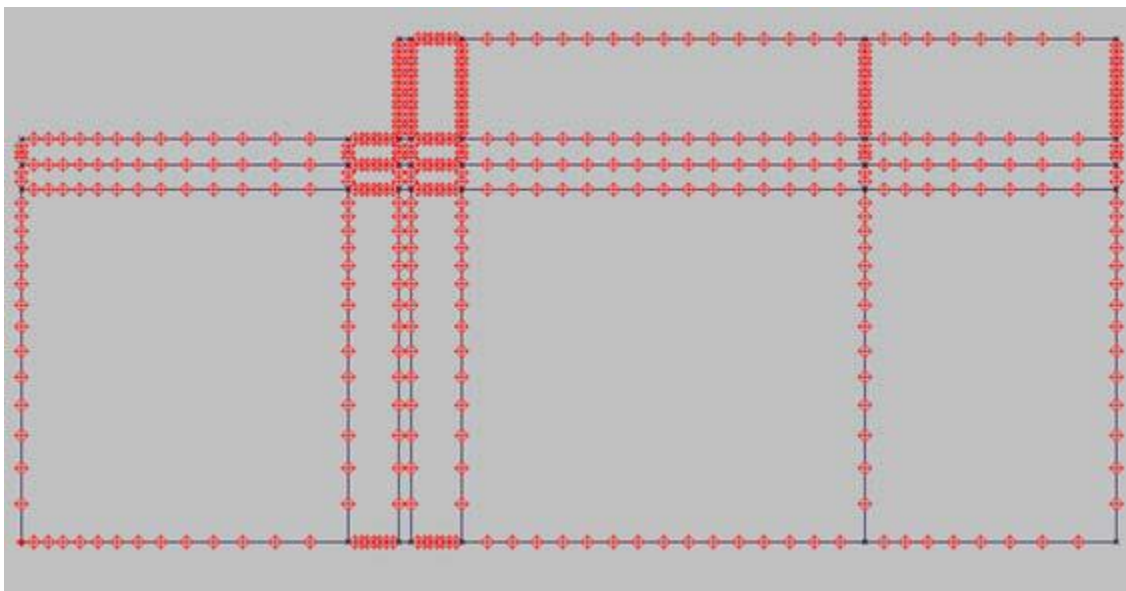


Figure 4.1 : Représentation de la super grille (super éléments subdivisés en éléments finis)

[15].

Les études paramétriques peuvent être conduites pour prospecter la sensibilité d'une analyse donnée aux variations des paramètres d'influence. Les paramètres suivants sont les plus influents :

- Propriétés des matériaux ;
- Charges appliquées ;
- Conditions de drainage ;
- Conditions de déplacements ;

4.3.1. Types d'analyses à envisager

Le programme permet différents types d'analyse tels que :

- L'analyse non drainée des sols ;

- L'analyse drainée des sols ou associée avec des contraintes planes à deux dimensions dans le cas de l'analyse de consolidation, ou bien les sols drainés associés avec des corps solides symétriques (charges symétriques par rapport à un axe). Le programme peut être étendu pour l'analyse des trois dimensions, mais cette option est limitée par l'absence Windows dans la présente version des interfaces.

4.3.2. Usage interactif des Interfaces Graphiques

L'usage de CRISP est facilité par l'intégration des interfaces graphiques Windows pour une interaction aisée avec le sujet d'analyse.

Les options POINTER/CLIQUER (Point-and-Click) et CLIQUER/TRAINER (Click-and-Drag) rendent possible la création, la sélection, ou le positionnement des éléments de la grille, ajoutées à un affichage graphique des points de charges et des séquences de construction du modèle. De plus, une grande échelle de zonage en plus des couleurs fonctionnelles optimisent le contrôle total sur l'apparence du modèle.

4.3.3. Les données

Les données de l'analyse sont introduites à travers des boîtes de dialogue instructives et intuitives (Dialogue-Based Data Entry) accédées à partir du menu. Les données peuvent être revues et éditées à n'importe quel moment, simplement, en redéployant la boîte de dialogue correspondante. Les figures 2.4, 2.5 et 2.6 indiquent comment introduire les données du problème. La figure 4.2, présente la boîte de dialogue dont on introduit les propriétés des matériaux

Zone Properties

Material Zone Number:

Material Zone Name:

Soil Model:

Soil Condition:

Advanced

Replaced By Material Zone:

At Increment Block:

Property	Value	Units
κ	0.05	-
λ	0.25	-
e_{cs}	2.55	-
M	0.9	-
G	0	kN/m ²
ν	0.3	-
γ_w	9.81	kN/m ³
γ_{bulk}	15.4	kN/m ³
k_x	2.202984	m/Yr
k_y	2.202984	m/Yr

Figure 4.2 : Représentation de propriété des matériaux [15]

La figure 4.3, Présente la construction des étapes de modélisation, comme exemple, faire l'excavation, installer le mur, définir la nappe d'eau et l'introduire, appliquer les charges extérieures en incréments etc...

Increment Block List

Description of block:

Block Definition

Number of Increments:

Increment Number at End of Block:

Time-Step for Block: Yr

Total Time at End of Block: Yr

Gravity Increment: G

Load-Step / Time-Step Definition

Load-Step Option: Equal

Time-Step Option: Equal

Plot Increment..

..against Time ..against Gravity

Figure 4.3 : La construction des étapes de modélisation [15]

La figure 4.4, indique le type de domaine soit dans le domaine des contraintes planes ou bien dans le domaine des contraintes axisymétriques. Et indiquer aussi le type d'éléments, soit des éléments cubiques (tridimensionnels), des éléments plans, ou bien des éléments unidimensionnels.

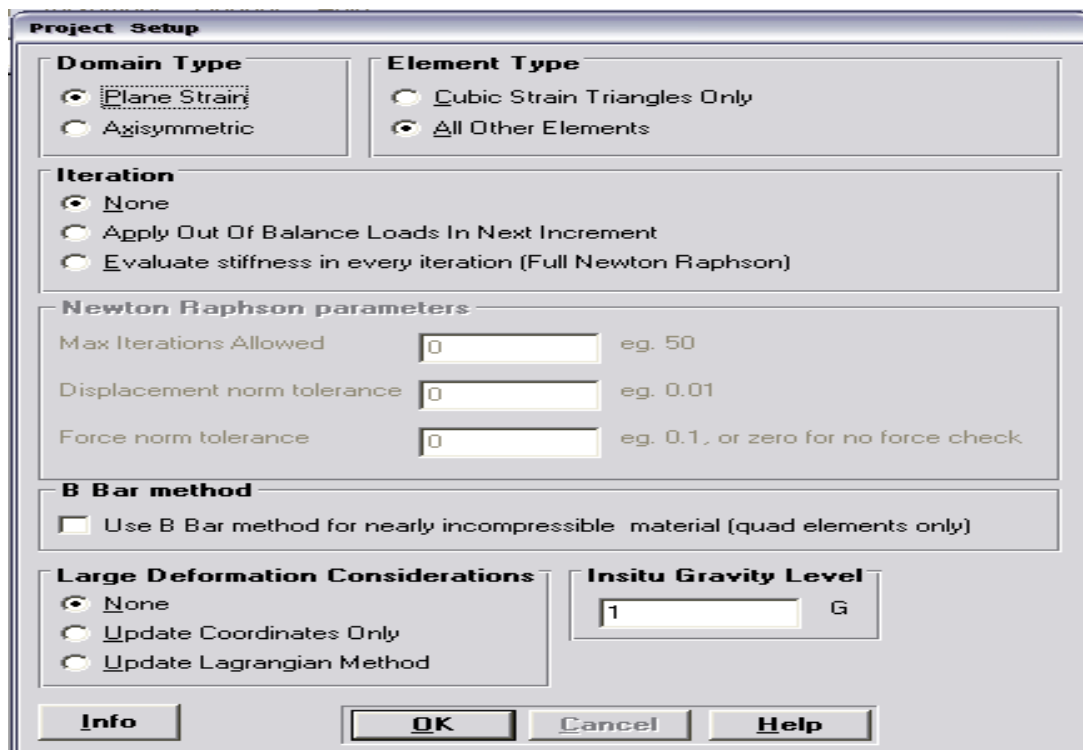


Figure 4.4 : Représentation de Type d'élément et de type de domaine [15].

La figure 4.5, illustre comment appliquer les charges et comment présenter les éléments d'interfaces.

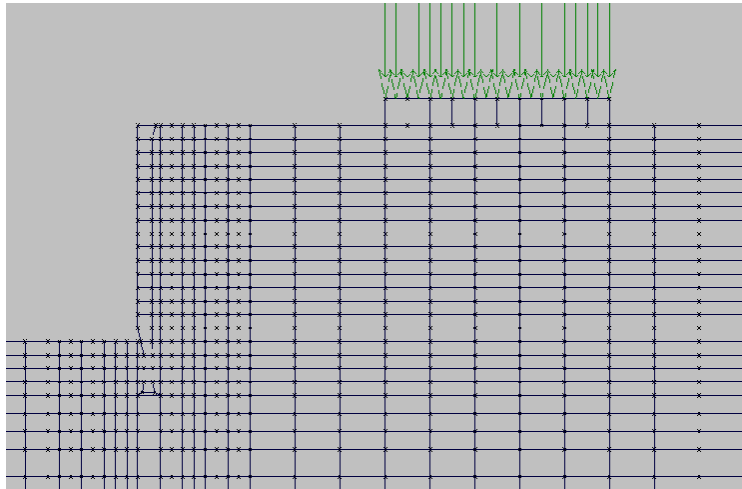


Figure 4.5 : Présentation des charges appliquées, en présence des éléments d'interfaces autour du mur (exemple du radier) [15].

4.3.4. Maillage des éléments finis

Le programme permet une génération automatique de maillage (Mesh) des éléments finis à partir de maillage supérieur (Super Mesh) en employant la technique structurée ou non structurée du programme

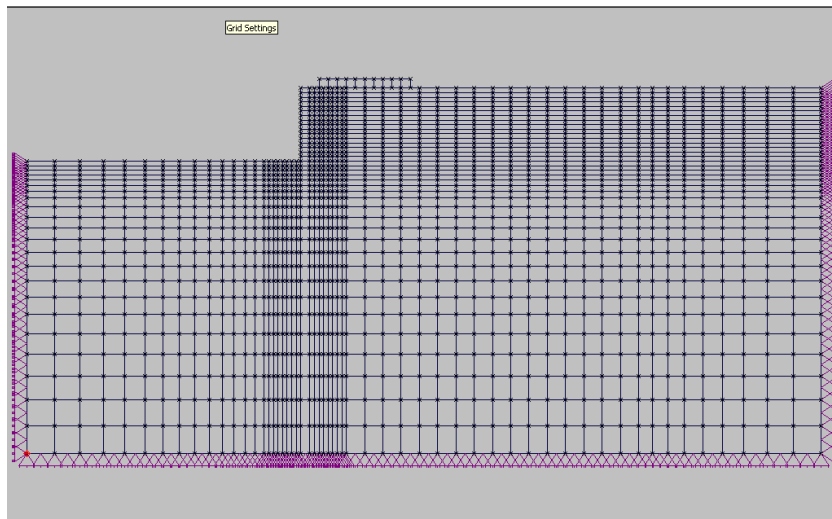


Figure 4.6: Présentation du maillage en présence des appuis (Conditions aux limites)[15]

4.3.5.1. Modèles

Le but de ce chapitre est de constituer les modèles de comportement des sols et des structures parmi lesquels :

4.3.5.1.1. Les modèles linéaires élastiques

- Homogène
- Homogènes anisotropes.
- Non-homogènes isotropes dont les propriétés varient avec la profondeur.

4.3.5.1.2. Les modèles linéaires élastiques parfaitement plastiques

- Von Mises.
- Tresca.
- Mohr-Coulomb.
- Drucker Prager.

4.3.5.1.3. Les modèles basés sur l'état critique

- Cam Clay.
- l'argile Cam Clay modifiée .
- Modèles de Schofield.

4.3.6. Types d'éléments finis

Le programme convient à l'analyse de différents types d'éléments finis parmi lesquels

- les éléments à contraintes linéaires triangulées (Bar, Beam)
- les éléments à contraintes cubiques triangulées.
- les éléments à contraintes linéaires quadrangulaires. (éléments plans)
- les éléments à contraintes linéaires en briques (linear strain brick element) et ce

type est destiné pour l'analyse de 3D uniquement. La figure 4.8, présente un exemple de types d'éléments finis.

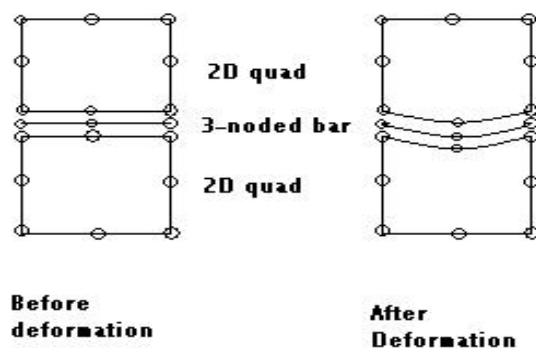


Figure 4.7 : Présentation de quelques types d'éléments finis [15]

4.3.7. Le programme des éléments finis

Le moteur de l'analyse des éléments finis est composé de deux sous programmes : le programme de géométrie et le programme principal. Essentiellement le programme de géométrie construit la grille des éléments finis, alors que le programme principal résout l'équation des éléments finis. Le programme d'analyse soumet des textes de message prompts sur le progrès de l'analyse. Il n'est pas interactif, cependant, quand il est mis en marche il ne s'arrête que lorsqu'il est interrompu ou l'analyse est complète.

Les résultats du programme d'analyse comprennent :

- Les déplacements (horizontales, tassements) ;
- Les contraintes (normales et tangentielles) ;
- Les moments fléchissant ;
- Les efforts (normaux et horizontaux) ;
- Les pressions des pores ;
- Les paramètres spécifiques du model de sol ;
- Des animations (les éléments après déformations etc....).

4.4. Post-Processeur

Le Post-Processeur est utilisé pour visualiser et interpréter les résultats du programme d'analyse. Les interfaces graphiques du Post-Processor sont basées sur le même style que celui du Préprocesseur en empruntant, les mêmes fonctions de sélection, de zoomage, d'affichage en temps réel.

Le Post-Processor entre autre incorpore les caractéristiques suivantes :

- Une gamme compréhensive des outils pour tracer les graphes et les courbes.
- La courbe de déplacement.
- Le schéma des pourtours (contours plots).
- Le graphe des moments fléchissant.
- Le schéma de l'état des contraintes.
- Légende automatique pour tous les schémas etc....

La courbe de déplacement est tracée à partir données des déplacements verticaux et horizontaux des nœuds, et peut être tracée à n'importe quel stade de l'analyse.

La figure 4.9, illustre comment collecter les résultats, des graphes, on peut aussi les collecter sous forme des chiffres et la figure 4.10 représente une allure du maillage après déformation.

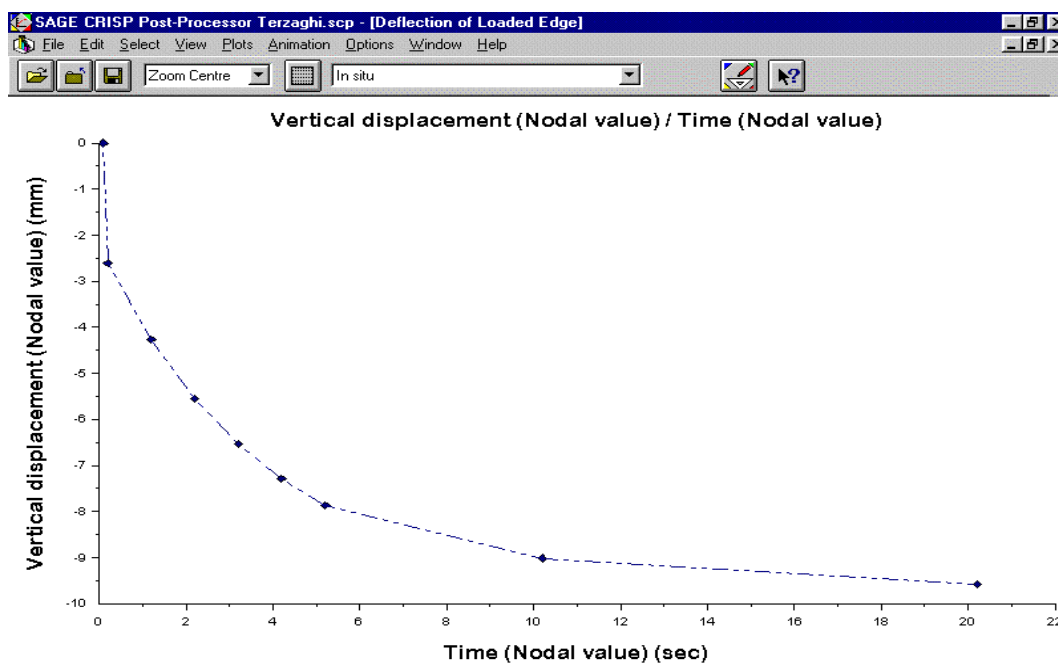


Figure 4.8 : Collection des résultats sous forme de graphe [15]

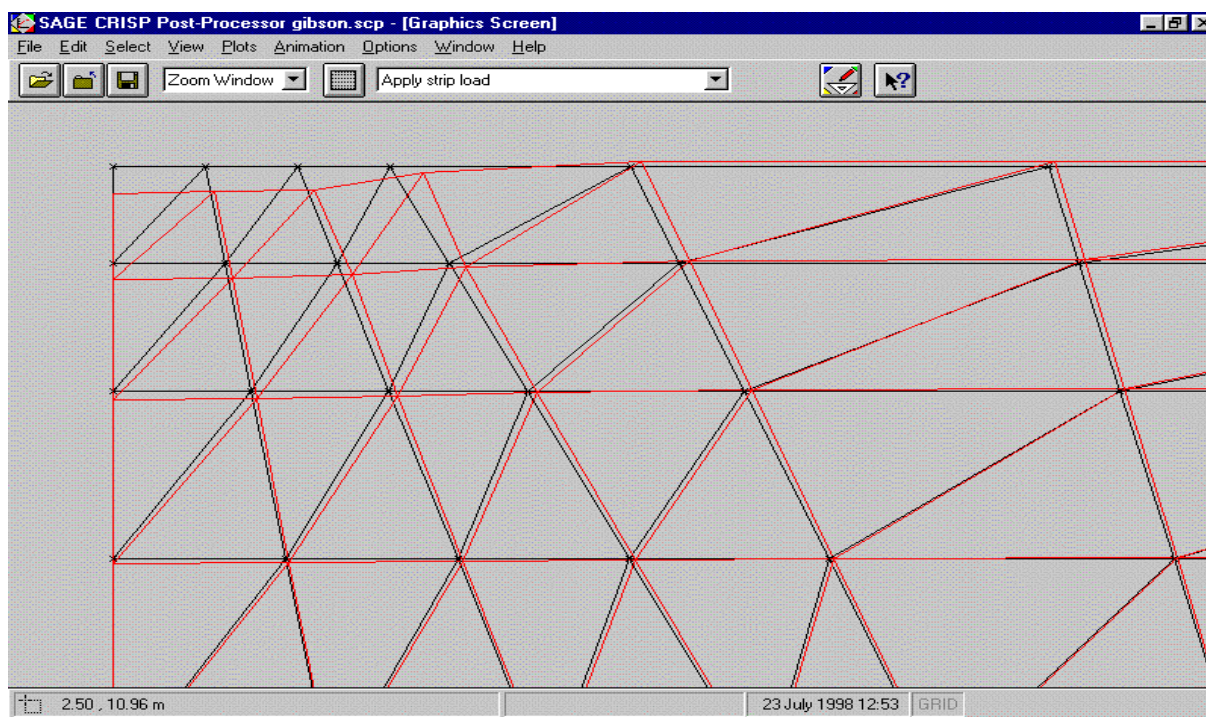


Figure 4.9 : Allure de la grille après déformations [15]

Les contours peuvent être tracés pour toute sélection d'éléments en différentes couleurs.

Il est possible de comparer les résultats de plusieurs analyses, en utilisant l'option de l'analyse paramétrique, en plus, un maximum de dix graphes peuvent être ouverts simultanément en utilisant la dite option pour les créer.

Les graphes peuvent être produits avec légendes, avec une variété de ligne, style de symbole et des fontes.

4.5. Les limitations de SAGE CRISP

SAGE CRISP est destiné à traiter les problèmes statiques, non dynamiques, dans des conditions monotones de charge et de décharge. Dans sa forme actuelle, CRISP ne convient pas aux sollicitations cycliques, de même qu'il est incapable de traiter les sols partiellement saturés.

L'approche de CRISP est de traiter les petits déplacements relatifs aux faibles contraintes, et

il peut aussi traiter les grandes déformations. Dans la version 4, la disponibilité d'une option basée sur la méthode de Lagrange lui donne la capacité de traiter uniquement les modèles élastiques et les modèles élastiques parfaitement plastiques, loin de l'état critique.

Enfin, il est à noter que l'analyse des problèmes axisymétriques est limitée exclusivement aux charges symétriques excluant les charges en torsion.

4.5. Conclusion

Les méthodes numériques, telles que la méthode des éléments finis sont souvent utilisés pour résoudre certains problèmes géotechniques comme le calcul de la capacité portante d'une fondation ou l'interaction entre le sol et le structure.

Le logiciel SAGE CRISP est un outil performant de modélisation des problèmes géotechniques simples à introduire les données, à construire le modèle et les étapes de chargement, à calculer et résoudre consistant les équations des éléments finis. Il est destiné à visualiser et à interpréter les résultats du programme dans un environnement intuitif, interactif dans lequel les analyses peuvent être rapidement et aisément créées ou revues, et avec des outils d'interprétation interactive pour visualiser les résultats.

CRISP est aujourd'hui largement utilisé par les communautés scientifiques et industrielles pour résoudre plusieurs problèmes qui relèvent de la géotechnique.

CHAPITRE 5

MODELISATION NUMERIQUE DE L'ESSAI DE PENETRATION STATIQUE

5.1. Introduction :

La modélisation numérique de la pénétration du cône était le sujet de plusieurs recherches le long des quatre dernières décennies. Plusieurs procédures ont été proposées afin d'y remédier. La méthode des éléments finis était une des méthodes utilisées pour prévoir le facteur du cône dans l'argile. Les difficultés rencontrées résident dans la complexité de la déformation du sol, qui provient de l'enfoncement du pénétromètre dans le sol, ainsi que du comportement complexe de l'interface. A présent, il n'y a pas de solutions rigoureuses pour les problèmes de la pénétration, les méthodes utilisées sont souvent basées sur des théories simplifiées. D'autres méthodes numériques ont été employées pour modéliser la pénétration du cône, mais ces dernières ne fournissent malheureusement pas des corrélations satisfaisantes. Comme la pénétration du cône fait intervenir les grandes déformations de sol à grande échelle dans l'interface pénétromètre-sol, il est donc difficile de faire une modélisation numérique rigoureuse et du fait des approximations sont souvent adoptées. Avant ça, la méthode de chemin de déformation en vue de l'analyse de la pénétration du cône à l'état d'équilibre stationnaire était proposée par Baligh et Houlsby et al. Dans ce type d'analyse le mode de déformation a été prescrit sans satisfaire les conditions d'équilibre. Une approche traite la pénétration du cône à l'état d'équilibre permanent comme le problème de la limite d'équilibre d'une fondation circulaire, et propose des corrélations basées sur sa capacité portante. L'applicabilité de ces corrélations est limitée du fait de la négligence de la compressibilité et la déformation élastique du sol. Un autre type de corrélation souvent utilisé en pratique est basé sur la théorie de l'expansion de cavité. Cette approche fait intervenir des paramètres liés à la déformation de sol, et par conséquent, elle est beaucoup plus flexible.

Afin d'obtenir des résultats qui nous seront utiles, l'interprétation de l'essai de pénétration statique se fait en cherchant à trouver des relations entre les propriétés de sol et la résistance de sol à la pénétration. Beaucoup d'investigations ont été menées en vue d'établir des théories pour résoudre le problème, d'autres auteurs se sont basés sur des méthodes numériques qui semblent être applicables pour ce type de problème.

La modélisation de la pénétration du cône dans le sol, en se focalisant sur le mécanisme de pénétration et les paramètres affectant la résistance du cône doit être basée sur une simulation numérique rigoureuse du processus de pénétration. A cette fin, le pénétromètre est modélisé comme un corps rigide et le sol comme un matériau élastique parfaitement plastique obéissant au critère de rupture de Drucker-Prager. Un élément de contact frictionnel, permettant le glissement de sol est utilisé dans l'analyse non linéaire par élément finis, et ce pour que le processus de pénétration soit modélisé d'une manière réaliste.

5.2. Mécanisme de la pénétration du cône

Lors de la pénétration du cône dans le sol, le cône pousse les particules vers le bas, cela veut dire que les particules se situant sur l'axe de symétrie se déplaceront horizontalement. Ces points se déplacent avec une distance égale au rayon du cône. Les particules autour du cône se déplacent aussi verticalement.

Le processus de pénétration est en relation directe avec la classe de déplacement ou bien ce qu'on appelle problèmes de déformation contrôlée à laquelle une première considération doit être donnée aux déplacements. Ce fait est contraire à la majorité des problèmes de géotechnique qui sont, en général, des problèmes à contrainte contrôlée où la première considération est de satisfaire les conditions d'équilibre tout en négligeant la compatibilité des déformations.

Les points situant sur l'axe de symétrie se déplacent latéralement d'une distance égale au rayon du cône, mais aucunes des méthodes numériques n'est encore parvenu à accepter ce déplacement horizontal. Pour y remédier on prévient un petit forage afin de maintenir l'état de contrainte initial. Quoique l'amplitude de la composante du déplacement horizontal imposé soit évidente, il n'y a pas de compatibilité entre le déplacement horizontal et vertical autour du cône.

5.3. La résistance du cône aux états d'équilibre permanent

De nombreux facteurs peuvent influencer la résistance du cône tel que l'état de contrainte, le module de cisaillement, l'angle de frottement et l'angle de dilataance. La résistance du cône à la rupture est obtenue en vérifiant l'évolution de la résistance du cône calculée numériquement.

5.4. Modélisation numérique du processus de pénétration

La modélisation de l'essai de pénétration statique se fait en considérant une coupe transversale dans le massif du sol en tenant en compte uniquement de la moitié de l'ensemble sol/cône du fait qu'il s'agit d'un problème d'axisymétrie. La progression du calcul se déroule en plusieurs étapes (incrément de calcul), l'état initial des contraintes dans le massif est supposé géostatique du type K0.

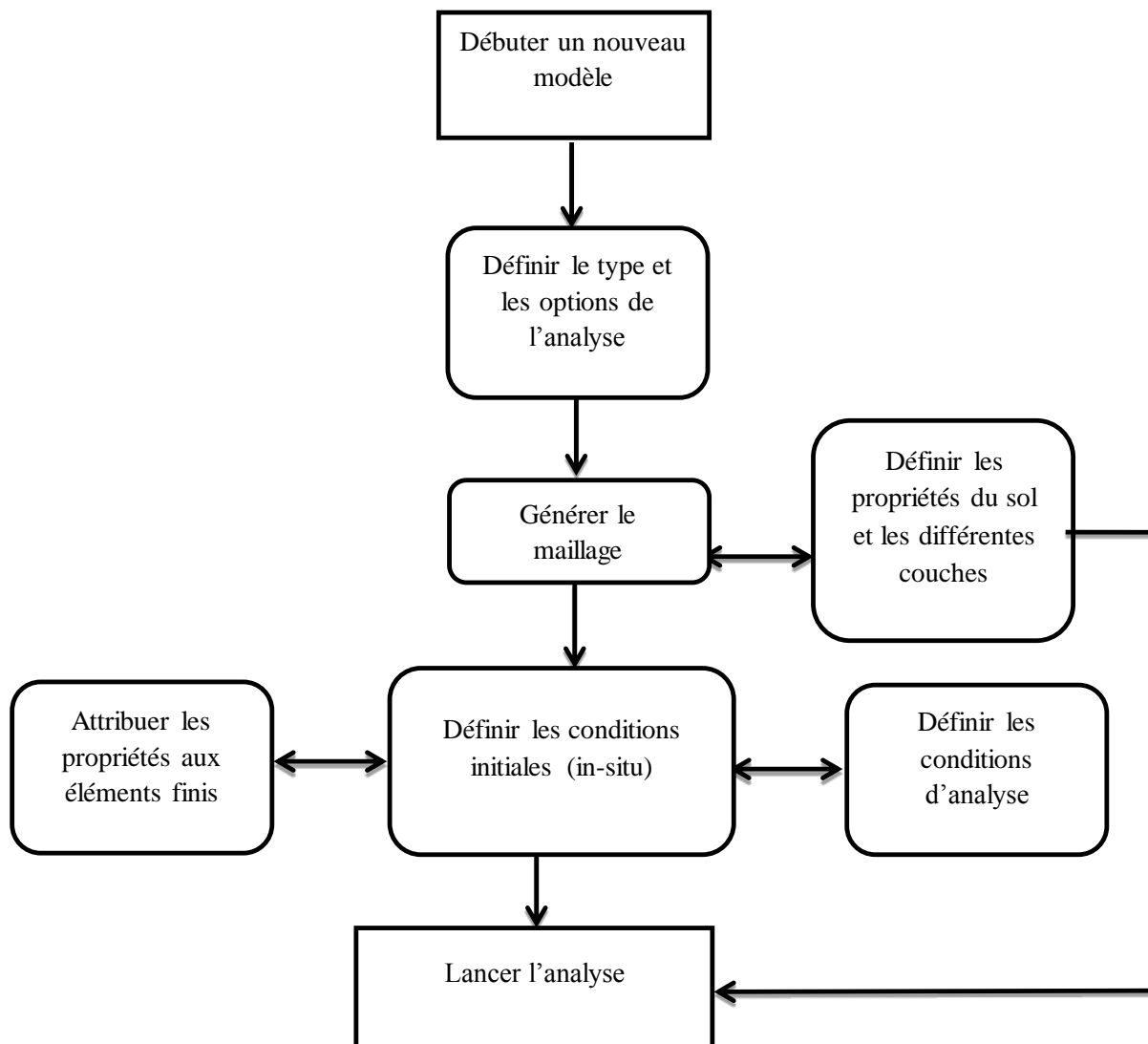


Figure 5.1 : Etapes requises pour lancer une analyse d'un problème par éléments finis

5.5. Caractéristiques mécaniques du sol

5.5.1 Argile

L'argile étudiée est une couche de sol fin saturée purement cohérente et non drainée, Le tableau (5.1) représente les caractéristiques mécaniques et physiques de l'argile étudiée.

Tableau 5.1 : valeurs des paramètres du modèle Drucker-Prager pour la modélisation numérique (Sols argileux)

	E_u (kPa)	C_u (kPa)	K_w (kPa)	γ (kN/m ³)	γ_w (kN/m ³)	ν_u	K_0	φ_u (degrés)
Argile	2 000	100	130718.9542	20	10	0,499	1	0
	10 000	200	653594.7712					
	40 000	300	2614379.085					

Où E_u est le module de Young en comportement non drainé, C_u et φ° étant la cohésion non drainée angle de frottement du sol respectivement, γ et γ_w sont respectivement le poids volumique du sol et le poids volumique d'eau, ν est le coefficient de poisson du sol, K_0 représente le coefficient des terres au repos et K_w le module de compressibilité de l'eau.

La valeur de K_w est déterminée à partir du module de Young non drainé E_u et le coefficient de poisson non drainé ν_u . On peut aussi définir un module d'Young non draine E_u et un coefficient de poisson non draine ν_u par les formule (5.1 et 5.2) [15].

$$E_u = E' \frac{1 + 3 \frac{K_w}{nE'} (1 - 2\nu')}{1 + 2 \frac{K_w}{nE'} (1 + \nu')(1 - 2\nu')} \quad (5.1)$$

$$\nu_u = \frac{\nu' + \frac{K'_w}{nE'}(1 + \nu')(1 - 2\nu')}{1 + 2\frac{K'_w}{nE'}(1 + \nu')(1 - 2\nu')} \quad (5.2)$$

Ou E' et ν' désignent les caractéristiques élastiques du sol en condition drainées. On notera que, pour un sol compressible vis-à-vis de l'eau ($K_w \gg E'$), E_u tend vers $\frac{3E'}{2}$ et ν_u vers 0,5

Le logiciel CRISP propose une valeur de K_w égale à $100K'$, K' étant le module de compressibilité volumique du sol en comportement drainé. On peut d'ailleurs évaluer le module K' par la formule (5.3) :

$$K' = \frac{E'}{3(1 - 2\nu')} \quad (5.3)$$

Connaissant E' et ν' , on évalue K' , ensuite K_w selon les équations (5.1) et (5.2) ou par la valeur qui a été proposée par CRISP.

$$K_u = K' + \frac{K_w}{n} \text{ et } G_u = G = \mu \quad (5.4)$$

5.5.2. Sable

Le sable étudié est une couche de sol pulvérulent, Le tableau (5.2) représente les caractéristiques mécaniques et physiques du sable étudié.

Tableau 5.2 : Valeurs des paramètres du modèle Drucker-Prager pour la modélisation numérique (Sols sableux)

	E' (MPa)	ϕ (degrés)	γ (kN/m ³)	γ_w (kN/m ³)	ν	C (kPa)
Sable	6	30	14	10	0,33	0
	10	35	16			
	50	40	18			

5.5.3. Modélisation du massif de sol et des fondations

Le critère de rupture étant celui de Drucker-Prager avec une loi de comportement élasto-plastique parfait. La nappe phréatique est supposée à la surface du sol pour le cas des argiles.

5.6. Les éléments d'interface

5.6.1. Définition

L'interaction de deux solides en contact avec des caractéristiques de déformabilité très différentes est souvent accompagnée à la rupture de la formation, à l'interface, dans le solide le plus déformable, d'une zone de faible épaisseur orientée dans la direction de la surface de contact. Cette zone, appelée interface *sol-structure*, siège d'une importante localisation de la déformation, joue le rôle d'une discontinuité cinématique caractérisée par des gradients de déformations très élevés [20]. Plusieurs types de structures de génie civil sont en contact avec les sols. C'est le cas, par exemple, de l'interaction sol-pieux ou micropieux, sol-tirants d'ancrages. Le pénétromètre statique de sa part en fait partie, la rupture est observée au niveau de cette même zone, lieu de transmission des contraintes et de la déformation. La description du comportement, en termes de résistance en pointe et de frottement latéral mobilisés par le pénétromètre dans le sol, doit nécessairement passer par la modélisation de cette région fortement sollicitée.

Notre intérêt a été orienté vers l'étude de comportement des fondations superficielles et, plus particulièrement, sur la caractérisation du contact entre un sol (qu'il soit cohérent ou bien pulvérulent) et le pénétromètre.

5.6.2. Comportement des éléments d'interface

Beaucoup d'études expérimentales sur le comportement des éléments d'interface ont mis en évidence l'importance des phénomènes de déformation qui se développent dans cette zone et l'effet qu'ils peuvent avoir sur la mobilisation du frottement. La définition des mécanismes de base qui caractérisent l'interface, notamment sa cinématique, a fourni des éléments indispensables pour une modélisation correcte de son comportement à savoir le

frottement, la contrainte de cisaillement τ et la contrainte normale σ qui se mobilisent à l'interface.

5.6.3. Comportement élastique

L'élément d'interface est caractérisé par des contraintes normales et tangentielles, les contraintes normales σ et les contraintes tangentielles τ sont reliées avec les déformations normales et tangentielles par une loi de comportement pouvant être définie comme suit :

$$\begin{pmatrix} \Delta\sigma \\ \Delta\tau \end{pmatrix} = [D] \begin{pmatrix} \Delta\varepsilon \\ \Delta\gamma \end{pmatrix} \quad (5.5)$$

Dans le cas des déformations planes $[D]$ prend la forme suivante :

$$[D] = \begin{bmatrix} K_n & 0 \\ 0 & K_s \end{bmatrix} \quad (5.6)$$

La matrice $[D]$ est constituée par les rigidités élastiques de l'interface dans les directions de l'interface normale (K_n) et tangentielle (K_s). Le comportement élastique ne considère pas un couplage entre les phénomènes normaux et tangentiels à l'interface. Afin d'exprimer l'évolution des deux rigidités en fonction de la contrainte normale et de l'état de densité du matériau, on définit

$$K_n = k_n \sigma_{ni}^N; K_t = k_s \sigma_{ni}^N \quad (5.7)$$

k_n et k_s sont les deux paramètres du modèle

σ_{ni} est la contrainte normale initiale.

5.7. Analyse du comportement mécanique du pénétromètre en phase d'enfoncement

a. Analyse en axisymétrie

La modélisation de l'essai de pénétration statique se fait en axisymétrie, en considérant seulement un demi-plan vertical représentant la moitié du pénétromètre comme schématisé sur les figures (5.2) à (5.4). La pénétration du cône est simulée par un déplacement en pointe conique. On présente ici des simulations réalisées en considérant le comportement du massif de sol élastoplastique avec un critère de rupture de Drucker-Prager.

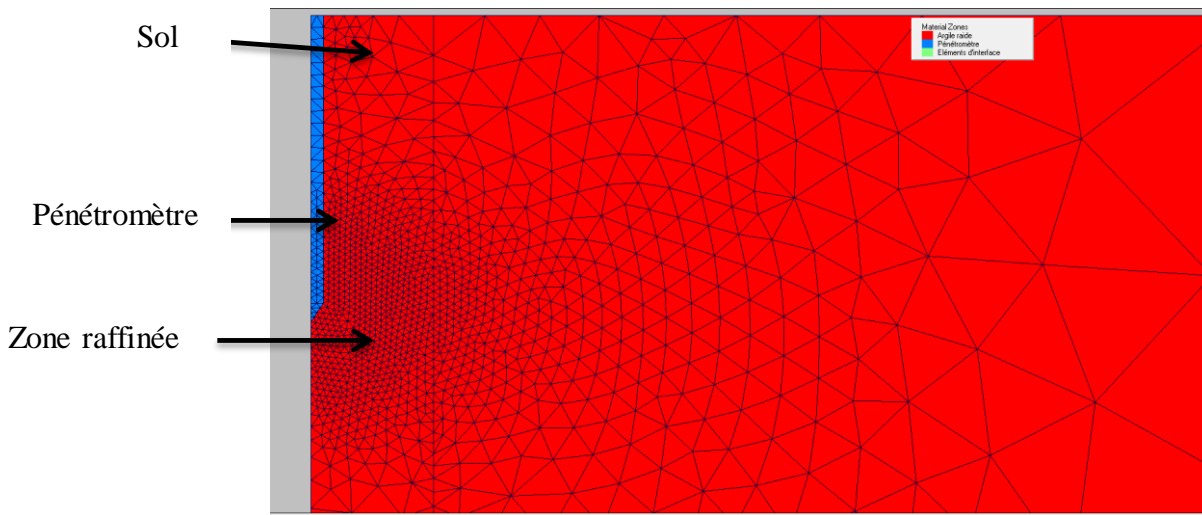


Figure 5.2 : Vue générale d'un maillage bidimensionnel considéré dans un massif de sol pour un pénétrromètre enfoncé à 0.5 m

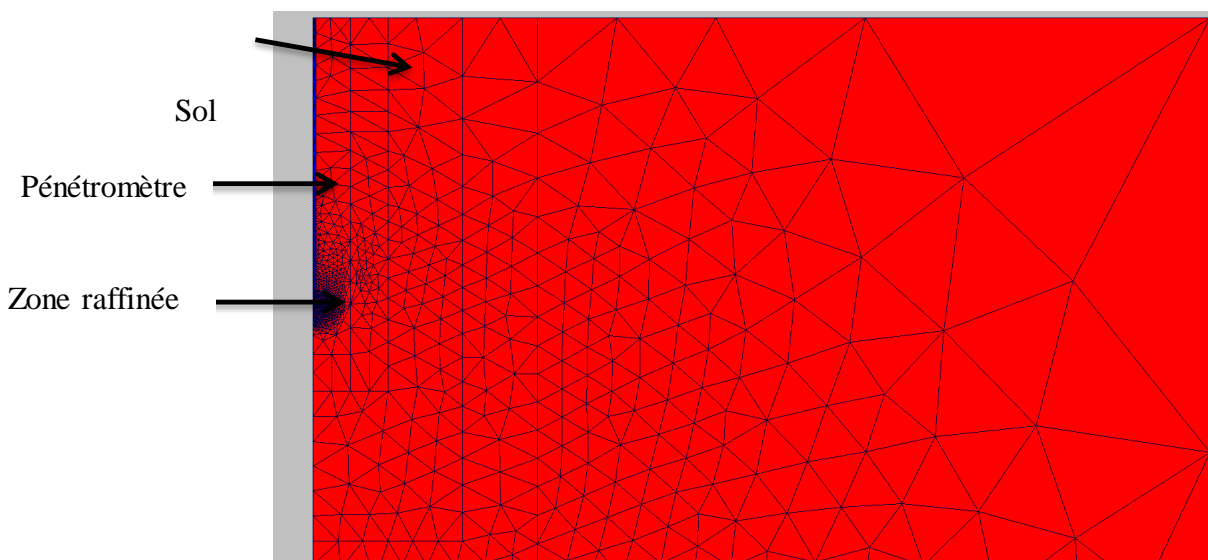


Figure 5.3 : Vue générale d'un maillage bidimensionnel considéré dans un massif de sol pour un pénétrromètre enfoncé à 1,5 m

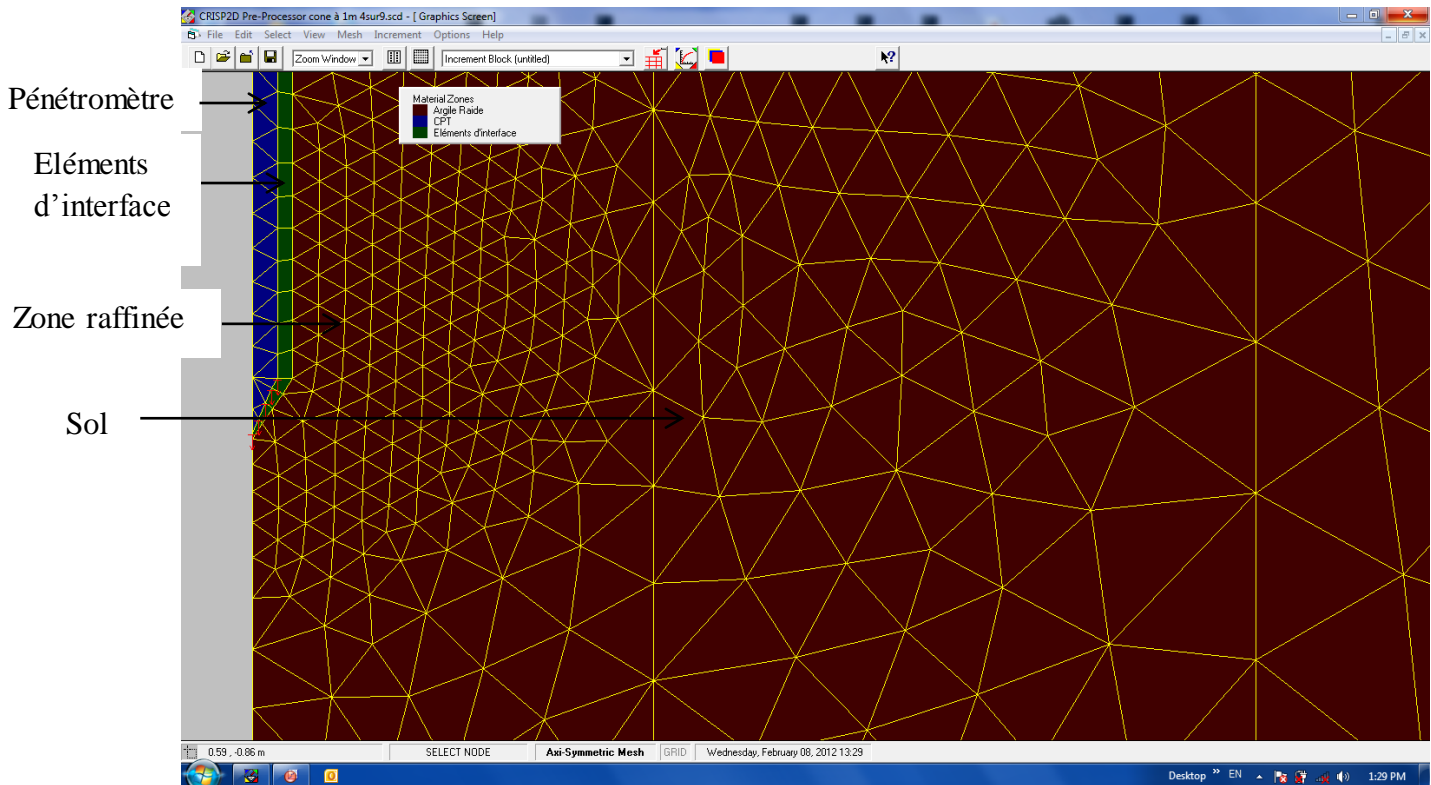


Figure 5.4 : Vue générale d'un maillage bidimensionnel considéré dans un massif de sol pour un pénétromètre enfoncé à 2 m

b. Analyse en grandes déformations

Comme nous l'avons déjà mentionné dans la recherche bibliographique, le problème de pénétration du cône est un problème de grandes déformations. L'analyse en petites déformations est incapable de générer le champ des contraintes résiduelles autour de cône et par conséquent il fallait entamer une analyse en grandes déformations afin d'atteindre la résistance pénétrométrique ultime appropriée. En vue de simuler le déplacement suffisant, un modèle en grande déformation est donc essentiel. La méthode Lagrangienne est capable de coupler les éléments des nœuds appartenant au cône avec les éléments du sol et une nouvelle configuration du maillage est adoptée chaque incrément.

Les paramètres de calcul sont injectés sur une fenêtre de calcul avant de lancer l'analyse.

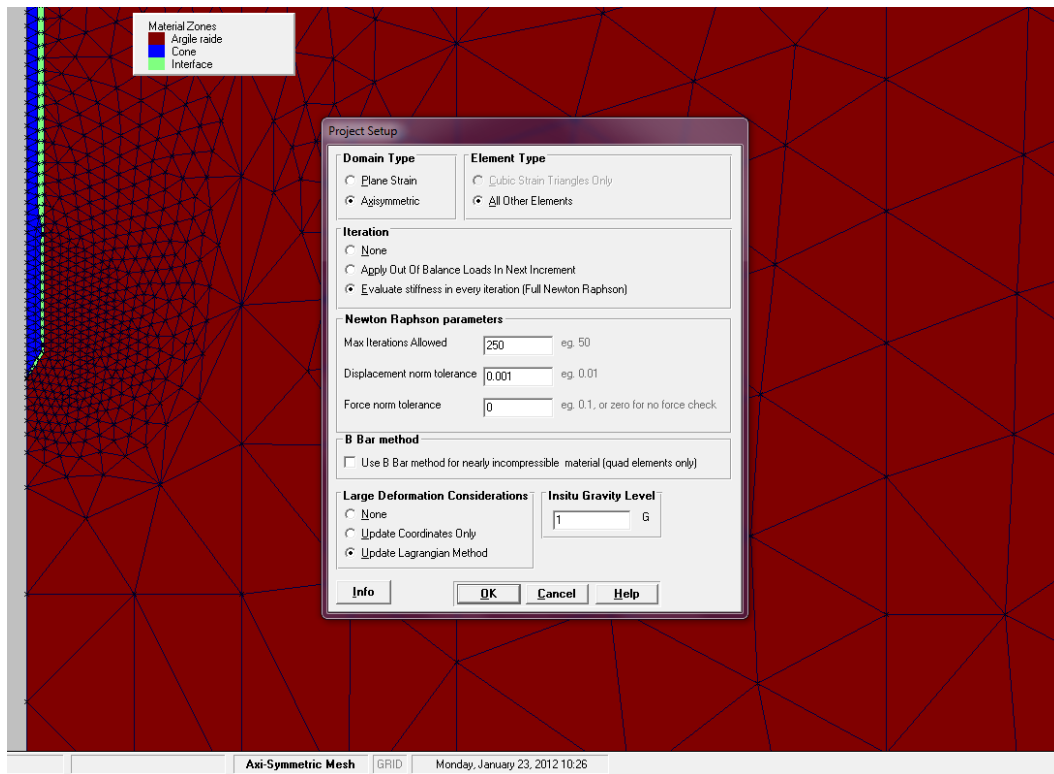


Figure 5.5: Vue générale d'un maillage bidimensionnel montrant les éléments d'interface CPT/sol et analyse en grande déformation pour un pénétromètre enfoncé à 2 m

5.8. Conclusion

Après avoir envisagé plusieurs modèles pénétromètre/sol on peut tirer les conclusions suivantes :

Le problème de pénétration conique est un problème très complexe et il ne peut en aucun cas être simulé sans avoir recours aux éléments d'interface qui permettent de modéliser d'une manière réaliste le glissement entre le cône et le sol.

Le problème de pénétration du cône est un phénomène quasi statique et il se manifeste d'une façon instantanée de telle sorte qu'il ne laisse pas le temps pour la génération de la pression interstitielle, d'autant plus qu'il est un problème de grandes déformations et par conséquent la théorie de faibles déformations est incapable d'y remédier. Au biais du CRISP on a recours à un outil très puissant à savoir la méthode lagrangienne qui en tient compte.

CHAPITRE 6

PRESENTATION DES RESULTATS ET DETERMINATION DE LA RESISTANCE EN POINTE ET DU FACTEUR DE CONE

6.1. Introduction

Les méthodes de calcul de la capacité portante à partir de l'essai de pénétration statique sont essentiellement empiriques. Cela est dû de la complexité de l'interprétation théorique du problème de pénétration d'un cône dans un massif de sol.

On note que le calcul à partir de l'essai pénétrométrique correspond à un comportement non drainé pour les sols fins tels que l'argile et le limon [5]. Les sols pulvérulents manifestent un comportement drainé instantané. Or, l'expérience montre que dans le problème de capacité portante des fondations superficielles, le comportement à court terme correspond à un minimum de la capacité portante. Le dimensionnement se fait donc à court terme, et une vérification des dimensions de la fondation est à faire pour un comportement à long terme. Le calcul pénétrométrique ne permet pas d'effectuer cette vérification.

Dans ce volet de thèse, on présente les résultats d'une modélisation numérique par éléments finis obtenus sous l'effet de l'enfoncement d'une tige finissant par une pointe conique. En s'appuyant sur la réaction qu'oppose le sol à la pénétration, on détermine la résistance en pointe pénétrométrique et ce pour de différents types de sol.

6.2. Calcul de la résistance pénétrométrique

La résistance pénétrométrique q_c pour un déplacement imposé à la pointe est la somme des réactions dans les nœuds divisée par la surface du cône. De façon simple cette pression verticale est calculée comme suit :

$$q_m = \frac{Q}{\pi \cdot r_0^2} \quad (6.1)$$

avec q_m la pression verticale moyenne, r_0 est le rayon du cône et Q est la force résultante sur le périmètre de la pointe conique. La force nodale est répartie tel que $F(r) \cdot 2\pi r$ est la force résultante sur le périmètre et sa valeur est donnée par la formule suivante :

$$Q = \int_0^R F(r) \cdot 2\pi dr \quad (6.2)$$

tel que $F(r)$ sont les forces nodales donnée par le calcul par éléments finis sur un demi-plan sur un périmètre de rayon r ($r < r_0$)

La force verticale résultante peut être exprimée d'une façon explicite, selon les résultats d'un calcul par éléments finis, par la formule :

$$Q = 2\pi \sum_{i=1}^{i=N} F_i \cdot r_i \quad (6.3)$$

tel que N est le nombre de nœuds sur le demi-plan de la pointe conique.

6.3. Présentation et interprétation des résultats

Comme on l'a déjà mentionné précédemment, l'analyse conventionnelle en petites déformations présente des difficultés et est incapable de générer la résistance en pointe nécessaire pour une pénétration profonde.

Dans cette partie de travail, on déterminera la résistance en pointe q_c pour les différents cas de figures étudiés. La variation de la résistance en pointe en fonction de la profondeur de pénétration est représentée sur les figures (6.1 à 6.8). On a constaté une augmentation régulière de cette dernière en fonction de la profondeur au début de la pénétration, puis la courbe a tendance à se stabiliser (convergence vers une asymptote), ce qui correspond bien à la rupture par glissement à l'interface entre le cône et le sol. On a constaté qu'à partir d'une pénétration de 0.1 m et jusqu'à 0.2 m (ce qui correspond à un intervalle entre $5 r_0$ et $10 r_0$) la résistance en pointe est pratiquement constante pour chaque catégorie de sol (notion de la profondeur critique).

Dans ce qui suit (figure 6.1 ; 6.8), on présentera les valeurs de la résistance en pointe q_c sous formes de courbes.

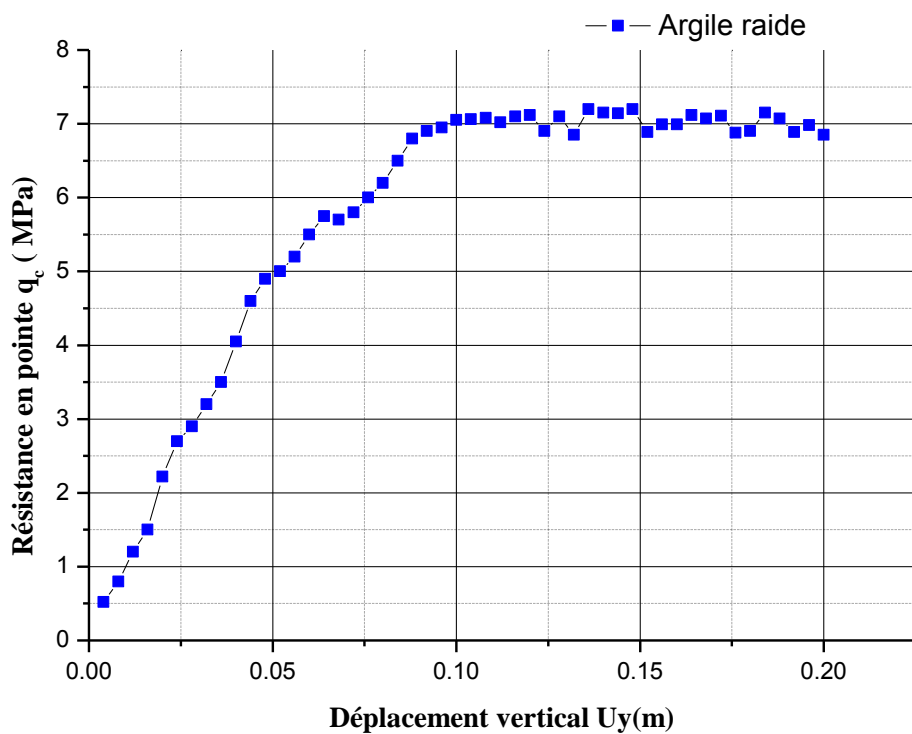


Figure 6.1 : Evolution de la résistance en pointe avec la profondeur de pénétration.
(Argile raide)

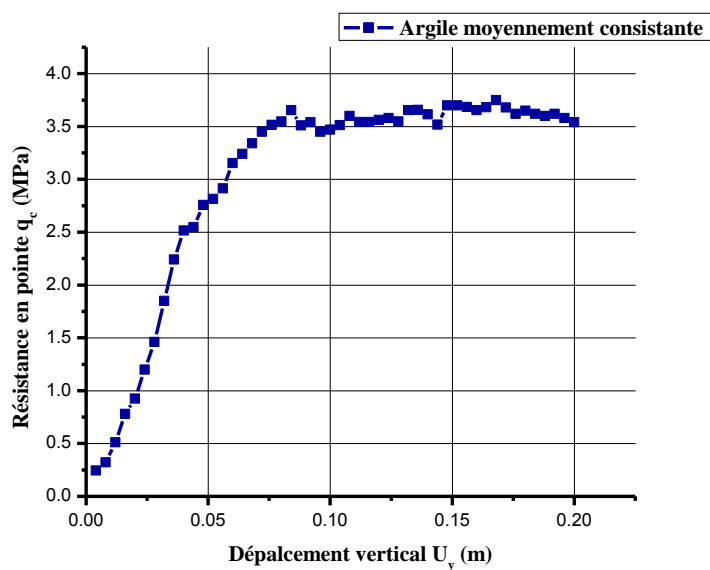


Figure 6.2 : Evolution de la résistance en pointe avec la profondeur de pénétration.
(Argile moyennement consistante)

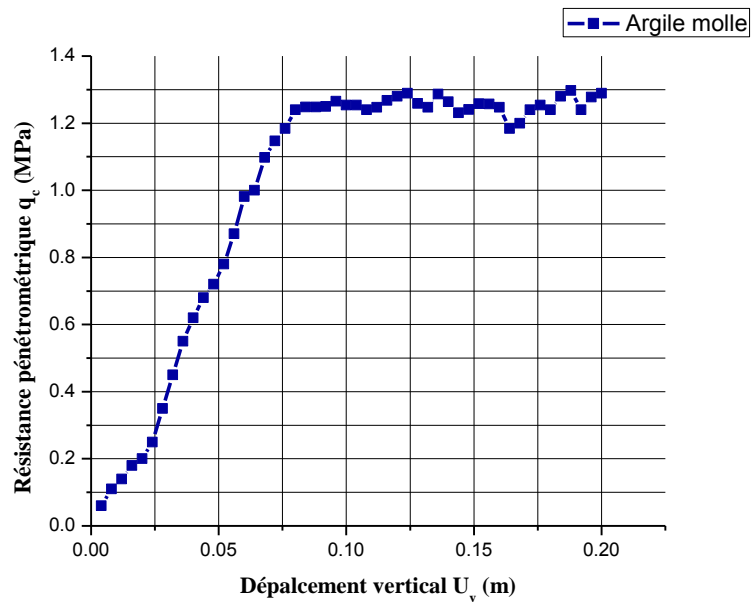


Figure 6.3 : Evolution de la résistance en pointe avec la profondeur de pénétration.
(Argile molle)

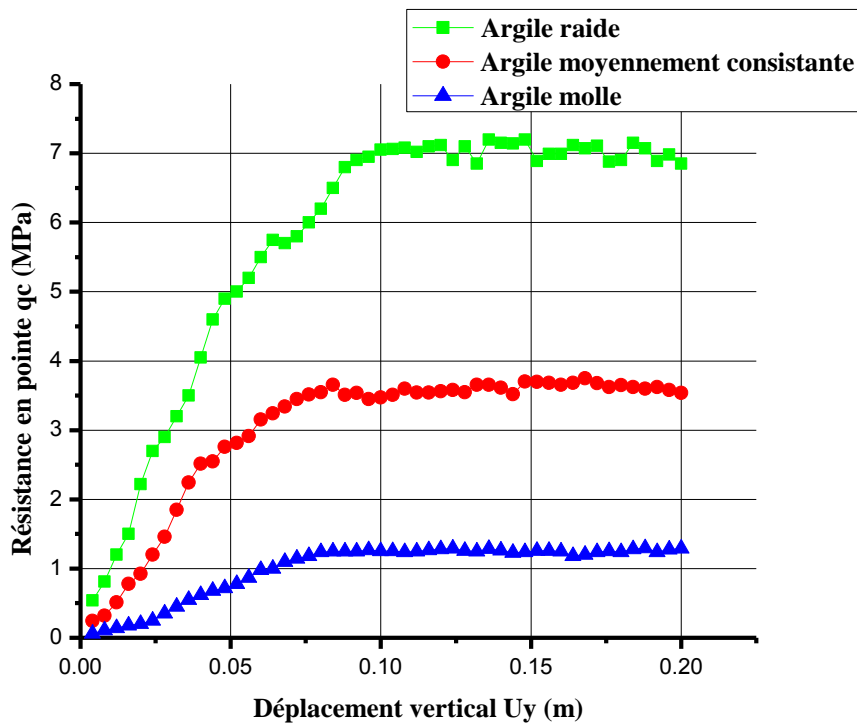


Figure 6.4 : Evolution de la résistance en pointe avec la profondeur de pénétration.
(Cas des argiles)

Tableau 6.1 : valeurs de la résistance en pointe q_c et notion de la profondeur critique.

(Cas des argiles)

Déplacement vertical	Argile molle	Argile moyennement consistante	Argile raide
u_y	q_c (MPa)	q_c (MPa)	q_c (MPa)
0,100	1,254	3,47	7,050
0,104	1,254	3,512	7,060
0,108	1,252	3,6	7,080
0,112	1,257	3,541	7,020
0,116	1,268	3,5417	7,100
0,120	1,279	3,562	7,120
0,124	1,276	3,58	6,900
0,128	1,259	3,547	7,100
0,132	1,247	3,654	6,850
0,136	1,258	3,657	7,200
0,140	1,264	3,614	7,150
0,144	1,231	3,517	7,140
0,148	1,225	3,7	7,200
0,152	1,234	3,698	6,890
0,156	1,262	3,684	6,990
0,160	1,247	3,654	6,990
0,164	1,228	3,682	7,119
0,168	1,232	3,75	7,070
0,172	1,261	3,68	7,110
0,176	1,254	3,62	6,880
0,180	1,275	3,65	6,900
0,184	1,281	3,62	7,150
0,188	1,297	3,6	7,070
0,192	1,288	3,62	6,890
0,196	1,278	3,58	6,980
0,200	1,289	3,52	6,850

D'après ce tableau 6.1, on pourra adopter les valeurs moyennes de la résistance en pointe q_c suivantes :

- **Argile molle : $q_c = 1.26 \text{ MPa}$**
- **Argile de moyenne consistance : $q_c = 3.61 \text{ MPa}$**
- **Argile raide : $q_c = 7.033 \text{ MPa}$**

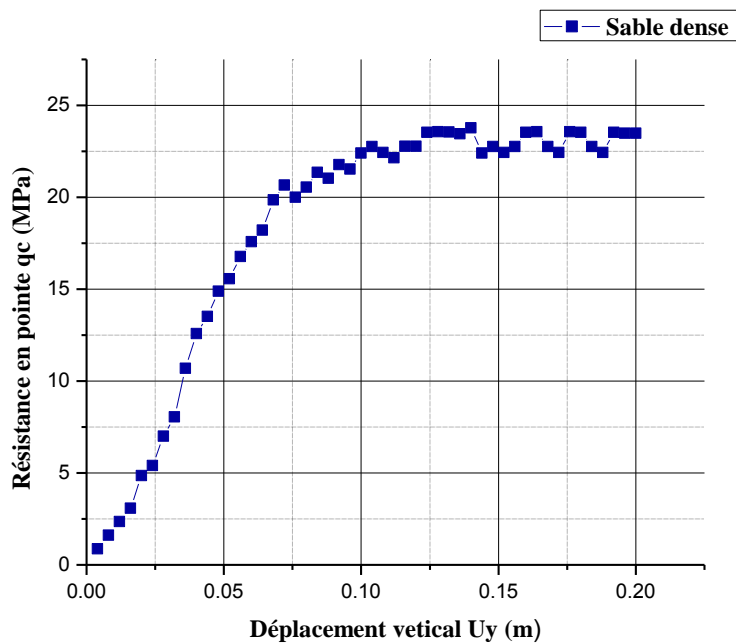


Figure 6.5 : Evolution de la résistance en pointe avec la profondeur de pénétration.
(Sable dense)

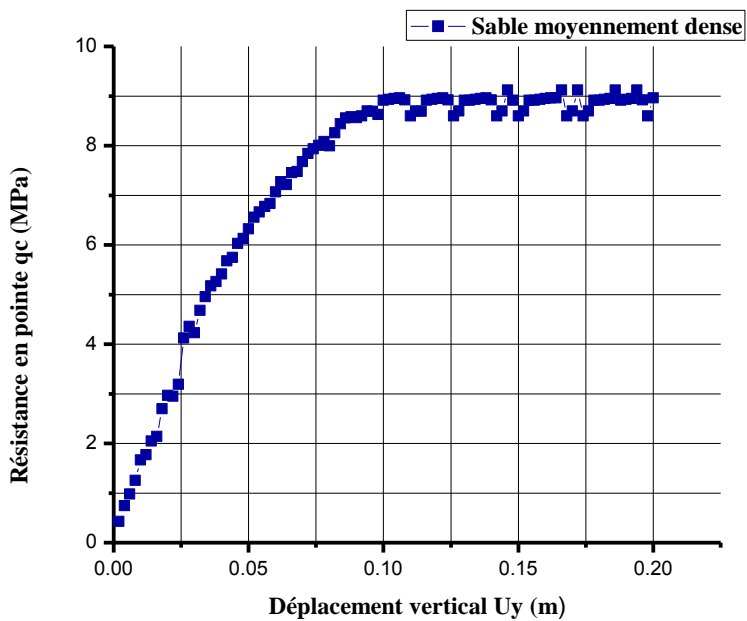


Figure 6.6 : Evolution de la résistance en pointe avec la profondeur de pénétration.
(Sable moyennement dense)

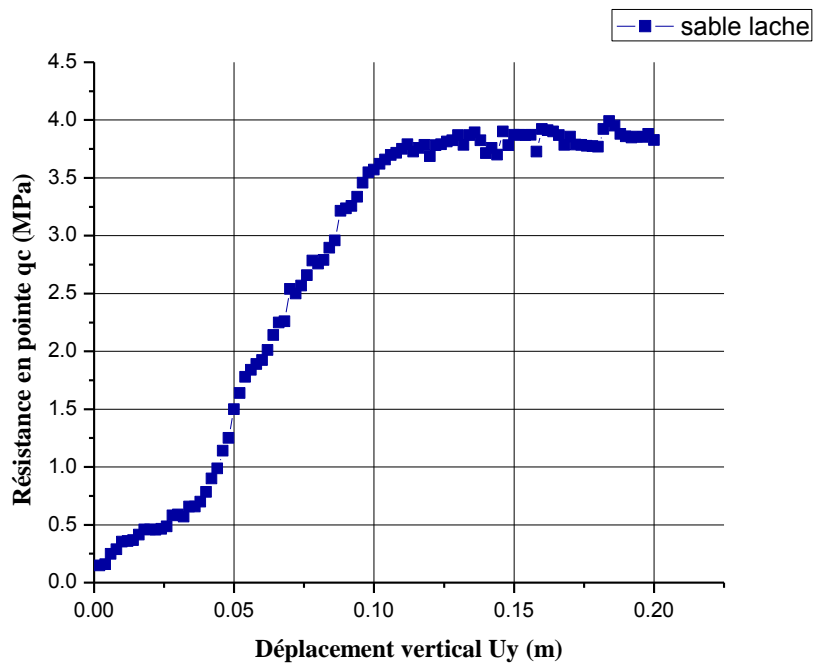


Figure 6.7 : Evolution de la résistance en pointe avec la profondeur de la pénétration.
(Sable lâche)

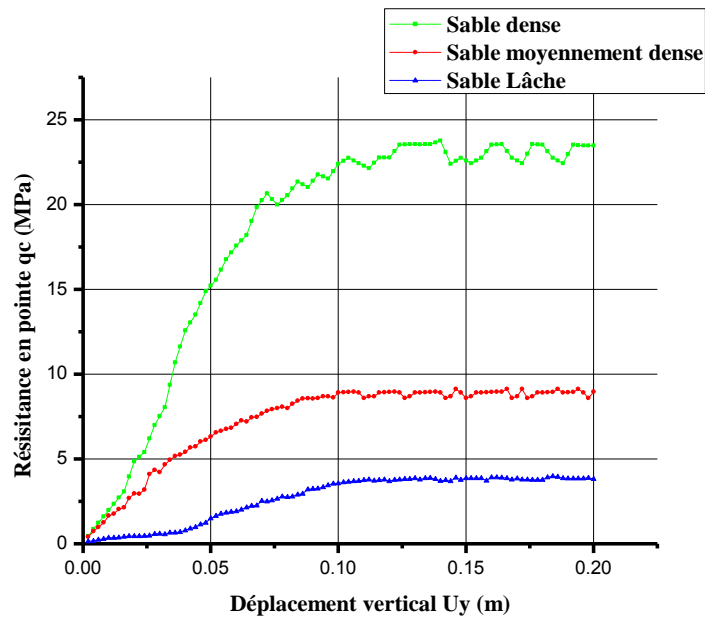


Figure 6.8 : Evolution de la résistance en pointe avec la profondeur de pénétration.
(Cas des sables)

Tableau 6.2 : valeurs de la résistance en pointe q_c et notion de la profondeur critique (Cas des sables)

Déplacement vertical	Sable lâche	Sable Moyennement dense	Sable Très dense
u_y	q_c (MPa)	q_c (MPa)	q_c (MPa)
0,1	3,570	8,913	22,411
0,104	3,658	8,950	22,753
0,108	3,715	8,922	22,441
0,112	3,789	8,696	22,144
0,116	3,758	8,913	22,780
0,12	3,687	8,950	22,776
0,124	3,789	8,922	23,526
0,128	3,825	8,696	23,570
0,132	3,785	8,913	23,547
0,136	3,892	8,950	23,570
0,14	3,715	8,922	23,768
0,144	3,699	8,696	22,411
0,148	3,782	8,913	22,753
0,152	3,873	8,696	22,441
0,156	3,871	8,913	22,753
0,16	3,921	8,950	23,526
0,164	3,900	8,962	23,570
0,168	3,784	8,596	22,753
0,172	3,787	9,121	22,441
0,176	3,777	8,696	23,570
0,18	3,770	8,913	23,526
0,184	3,990	8,950	22,753
0,188	3,879	8,913	22,441
0,192	3,847	8,950	23,526
0,196	3,854	8,922	23,480
0,2	3,827	8,960	23,490

D'après ce tableau 6.2, on pourra adopter des valeurs moyennes de la résistance en pointe q_c pour les trois types de sables modélisés comme suit :

- **Sable lâche : $q_c = 3.80 \text{ MPa}$**
- **Sable moyennement dense: $q_c = 8.81 \text{ MPa}$**
- **Sable très dense : $q_c = 23.03 \text{ MPa}$**

6.4. Analyse dimensionnelle - Théorème des π

Le but de l'analyse dimensionnelle-théorème des π est de cerner tous les paramètres clefs du problème étudié, telles que les propriétés physiques et géométriques du pénétromètre, et les

caractérisations géotechniques du sol. Elle permet aussi de réduire leur nombre de paramètres en créant de nouvelles fonctions appelées 'termes'. Donc le résultat est beaucoup plus général quel que soit la valeur que puisse prendre un paramètre.

Quand le nombre de grandeurs ou de variables physiques vaut quatre ou plus, le théorème en pi de Buckingham fournit un excellent outil pour rassembler ces grandeurs en groupement significatifs sans dimensions, dont le nombre est minimum, à partir desquels on peut établir une équation. On appelle les groupements sans dimensions des termes en Pi. Ecrit sous formes mathématiques, s'il y a n quantités physiques q (telle que la vitesse, la densité, la viscosité et

l'air) et k grandeurs fondamentales (telle que la force, la longueur, et le temps, ou la masse et le temps), alors mathématiquement :

$$f(q_1, q_2, q_3 \dots \dots \dots \dots q_n) \quad (6.4)$$

Cette expression peut être remplacée par l'équation

$$\Phi(\pi_1, \pi_2, \pi_3 \dots \dots \dots \dots \pi_{n-k}) \quad (6.5)$$

Où n'importe quel terme en π ne dépend pas de plus de $(k + 1)$ quantités physiques q et où chacun des termes en π sont des monômes de quantités q indépendants et sans dimensions.

Les termes en π sont déterminés, dans notre cas, par le théorème de Vashy- Buckingham et ils sont comme suit

6.4.1. Résistance pénétrométrique

$$f(q_c, C, \gamma, H, r_0) = 0 \quad (6.6)$$

La relation adimensionnelle est donc de la forme :

$$\Phi(\pi_1, \pi_2, \pi_3 \dots \dots \dots \dots \pi_{n-k}) = 0 \quad (6.7)$$

n est le nombre de quantités physique, soit $n=7$ et k est le nombre de grandeurs fondamentales (M,T, L), soit $K=3$, ou M désigne la masse, T le temps et L la longueur.

Les termes en π sont donc sans dimension, comme suit :

$\pi_1 = q_c/c_u$: La résistance en pointe normalisée (cas des sols cohérents)

$\pi_1 = q_c/\sigma_{v0}$: La résistance en pointe normalisée (cas des sols pulvérulents)

$\pi_2 = (q_c - \sigma_{v0})/c_u$: Le facteur du cône désigné par N_k ou encore N_{kt}

$\pi_3 = Z/r$: Taux de l'enfoncement (la distance relative entre la profondeur de pénétration et le rayon du pénétromètre).

6.4.2. Présentation et interprétation des résultats

Dans cette partie, on présentera les résultats numériques issus de la modélisation par CRISP, ensuite on cherchera à analyser l'influence des paramètres étudiés sur la résistance en pointe q_c et la capacité portante q_l , notamment l'effet de la cohésion, de l'angle de frottement, du facteur du cône N_k et de la profondeur relative Z/r .

On commence par la présentation de l'effet des paramètres, qui ont été définis précédemment, sur la capacité portante d'une semelle (continue ou circulaire) à de différentes fiches D.

6.4.2.1. Influence de la profondeur de pénétration (Z/r_0) sur la capacité portante

La variation de la résistance en pointe (normalisée dans le cas des argiles par la cohésion non drainée C_u et par σ_{v0} dans le cas des sables) en fonction de la profondeur de pénétration (Z/r) est représentée sur les figures (6.9 à 6.10). On constate une augmentation de la résistance en pointe en fonction de la profondeur au début de la pénétration, puis la courbe se stabilise (convergence vers une asymptote) après avoir atteint 5 fois le rayon du cône r_0 .

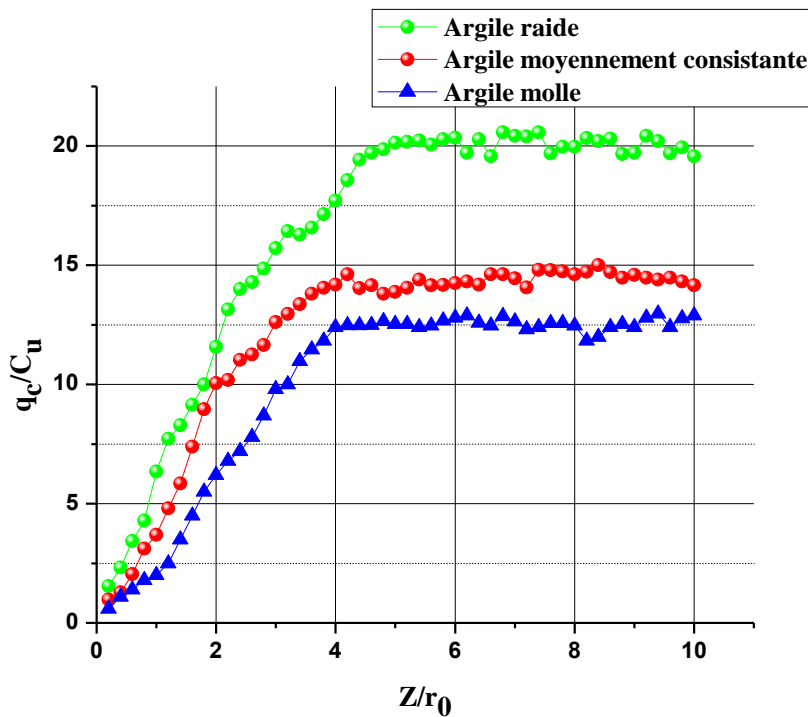
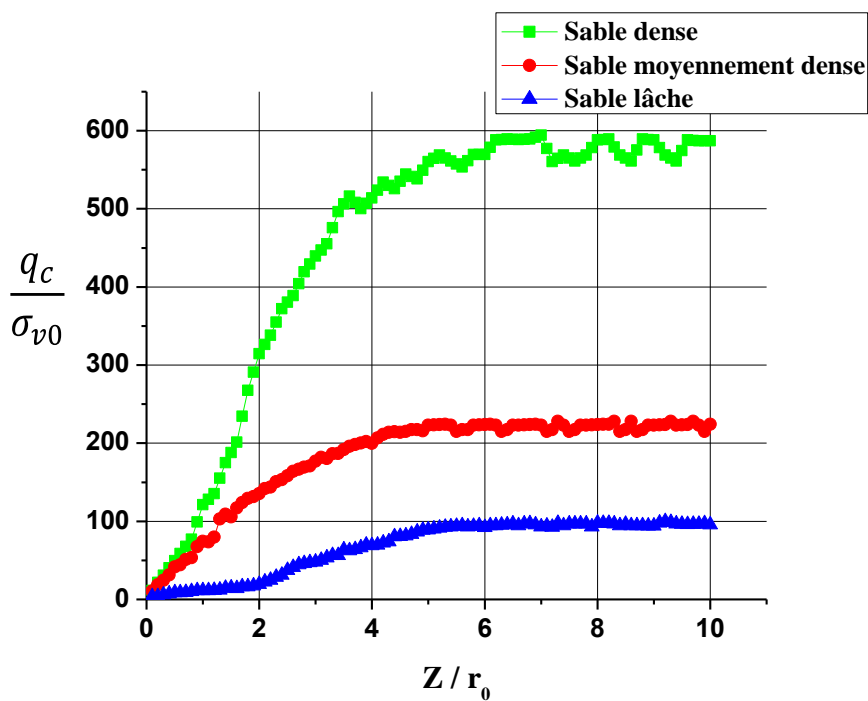
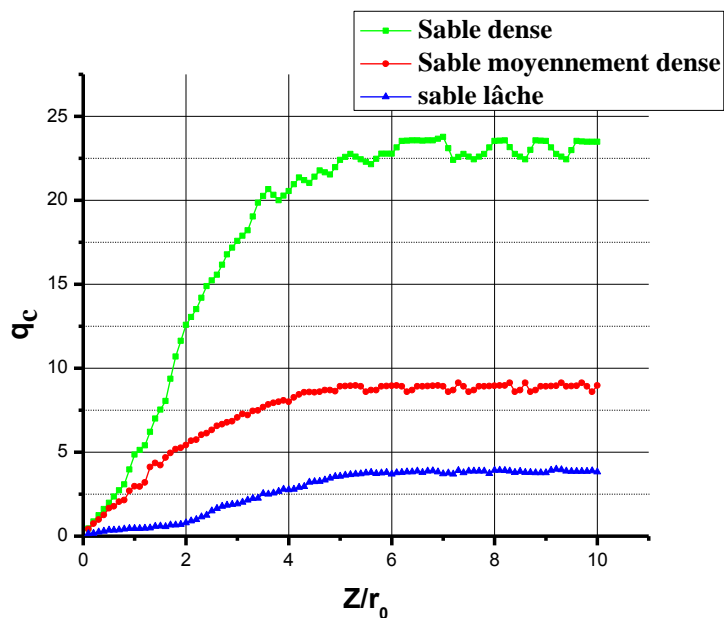


Figure.6.9 : Variation de la résistance en pointe en fonction de la profondeur de pénétration (Cas des argiles)





- b -

Figure.6.10 : Variation de la résistance en pointe en fonction de la profondeur de pénétration (Cas des sables)

- a- en fonction de q_c , - b – Normalisée

6.4.2.2. Etude de facteur de cône

6.4.2.2.1. Sols argileux

Le facteur de cône est défini en fonction de la résistance en pointe comme suit :

$$N_k = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{c_u} \quad (6.8)$$

Les figures 6.11 présente la variation du facteur de cône en fonction de la profondeur de pénétration pour un sol argileux, on a constaté, de même pour q_c , une augmentation régulière du facteur de cône jusqu'à une certaine profondeur critique ($Z/r_0 \geq 5$).

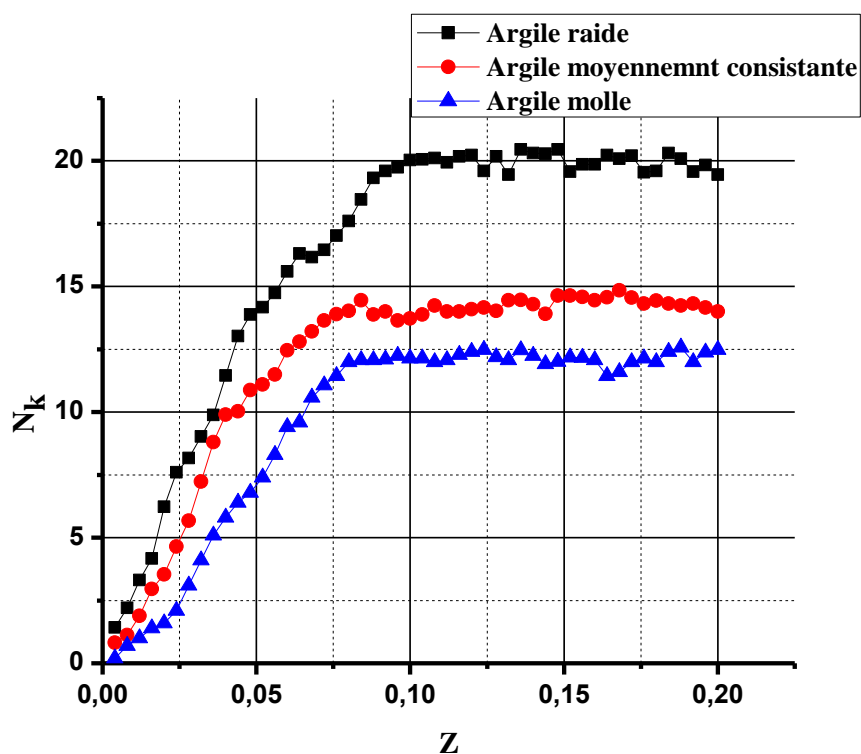


Figure.6.11 : Variation du facteur de cône en fonction de la profondeur de pénétration
(Cas des sols argileux)

Le tableau 6.3 présente les valeurs du facteur de cône avec la résistance pénétrométrique q_c correspondante.

Tableau 6.3 : Valeurs du facteur de cône en fonction de la résistance pénétrométrique q_c

(Cas des argiles)

Sol Z/r_0	Argile molle		Argile de moyenne consistante		Argile raide	
	q_c	N_k	q_c	N_k	q_c	N_k
0.2	0.102	0.620	0.245	0.820	0.521	1.373
0.4	0.110	0.714	0.321	1.124	0.800	2.171
0.6	0.140	1.015	0.512	1.888	1.200	3.314
0.8	0.180	1.482	0.780	2.960	1.500	4.171
1.0	0.200	1.681	0.924	3.536	2.220	6.229
1.2	0.250	2.137	1.215	4.640	2.700	7.600
1.4	0.350	3.184	1.460	5.680	2.900	8.171
1.6	0.450	4.147	1.849	7.236	3.200	9.029
1.8	0.550	5.100	2.241	8.804	3.500	9.886
2.0	0.620	5.847	2.514	9.896	4.050	11.457
2.2	0.680	6.417	2.548	10.032	4.600	13.029

2.4	0.720	6.862	2.758	10.872	4.900	13.886
2.6	0.780	7.412	2.814	11.096	5.000	14.171
2.8	0.870	8.314	2.914	11.496	5.200	14.743
3.0	0.981	9.410	3.154	12.456	5.500	15.600
3.2	1.000	9.671	3.249	12.800	5.750	16.314
3.4	1.098	10.580	3.341	13.204	5.700	16.171
3.6	1.147	11.070	3.451	13.644	5.800	16.457
3.8	1.184	11.440	3.514	13.896	6.000	17.029
4.0	1.240	12.251	3.547	14.028	6.200	17.600
4.2	1.248	12.069	3.654	14.456	6.500	18.457
4.4	1.248	12.080	3.511	13.880	6.800	19.314
4.6	1.250	12.100	3.544	14.000	6.900	19.600
4.8	1.265	12.250	3.451	13.640	6.950	19.743
5.0	1.254	12.140	3.479	13.720	7.050	20.029
5.2	1.254	12.140	3.512	13.888	7.060	20.057
5.4	1.240	12.000	3.615	14.240	7.080	20.114
5.6	1.247	12.070	3.541	14.004	7.020	19.943
5.8	1.268	12.280	3.541	14.007	7.100	20.171
6.0	1.280	12.400	3.562	14.088	7.120	20.229
6.2	1.289	12.418	3.582	14.160	6.900	19.600
6.4	1.259	12.190	3.547	14.028	7.100	20.171
6.6	1.247	12.070	3.654	14.456	6.850	19.457
6.8	1.287	12.470	3.657	14.468	7.200	20.457
7.0	1.264	12.240	3.614	14.296	7.150	20.314
7.2	1.231	11.910	3.517	13.908	7.140	20.286
7.4	1.241	12.010	3.714	14.640	7.200	20.457
7.6	1.258	12.180	3.698	14.632	6.890	19.571
7.8	1.257	12.170	3.684	14.576	6.990	19.857
8.0	1.247	12.097	3.654	14.456	6.990	19.857
8.2	1.184	11.440	3.682	14.568	7.119	20.226
8.4	1.200	11.600	3.753	14.840	7.070	20.086
8.6	1.240	12.123	3.687	14.560	7.110	20.200
8.8	1.254	12.140	3.628	14.320	6.880	19.543
9.0	1.240	12.000	3.654	14.440	6.900	19.600
9.2	1.280	12.400	3.625	14.320	7.150	20.314
9.4	1.297	12.570	3.612	14.240	7.070	20.086
9.6	1.240	12.257	3.628	14.320	6.890	19.571
9.8	1.278	12.380	3.581	14.160	6.980	19.829
10.0	1.289	12.490	3.549	13.920	6.850	19.457

D'après ce tableau 6.3, on pourra adopter des valeurs moyennes du facteur de cône N_k pour les trois types d'argiles modélisés.

- Argile molle : $N_k = 12.2$
- Argile de moyenne consistance : $N_k = 14.3$
- Argile raide : $N_k = 20$

6.4.2.2.2. Sols sableux

Dans le cas des sables, le facteur du cône peut être déduit analytiquement comme suit :

$$N_k = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{S_u}$$

$S_u = \tau_{ult}$: Résistance au cisaillement undrainée.

$$\tau_{ult} = C_u + \sigma tg\varphi \quad (6.9)$$

Sol sableux : $C_u = 0$; il vient :

$$N_k = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma_{v0} \times tg\varphi} \quad (6.10)$$

Les figures 6.11 présente la variation du facteur de cône en fonction de la profondeur de pénétration pour un sol sableux, on a constaté, de même pour q_c , une augmentation régulière du facteur de cône jusqu'à une certaine profondeur critique ($Z/r_0 \geq 5$).

Cependant, pour le cas des sables, des valeurs trop élevées du facteur de cône ont été trouvées.

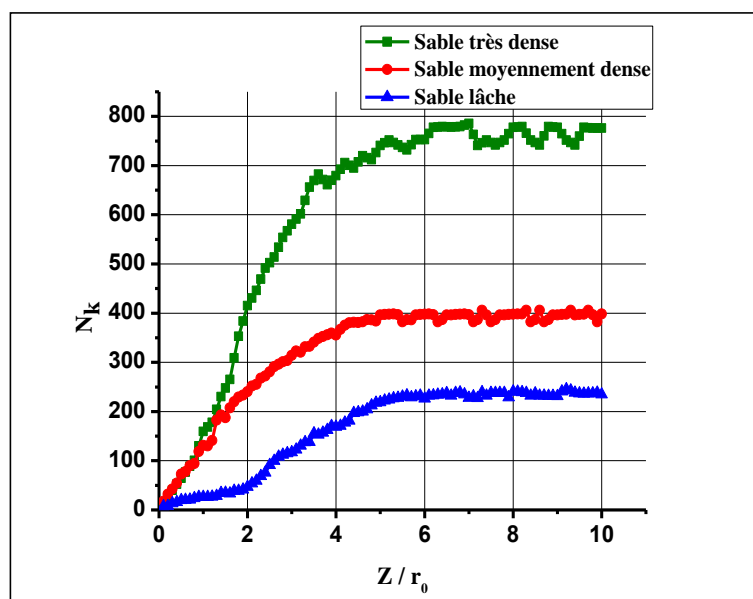


Figure.6.12 : Variation du facteur de cône en fonction de la profondeur de pénétration (Cas des sols sableux)

Tableau 6.4 : Valeurs du facteur de cône N_k en fonction de la résistance pénétrométrique q_c
(Cas des sables)

Sol Z/r_0	Sable lâche		Sable de moyenne densité		Sable dense	
	q_c	N_k	q_c	N_k	q_c	N_k
0.2	0.158	8.042	0.745	31.810	0.867	27.524
0.4	0.287	16.021	1.254	54.557	1.610	52.099
0.6	0.358	20.413	1.771	77.600	2.354	76.720
0.8	0.415	23.939	2.140	94.065	3.085	100.933
1.0	0.458	26.606	2.968	131.040	4.849	159.328
1.2	0.466	27.082	3.188	140.861	5.410	177.886
1.4	0.581	34.233	4.357	193.036	6.996	230.420
1.6	0.570	33.515	4.679	207.393	8.052	265.364
1.8	0.657	38.909	5.171	229.344	10.700	353.022
2.0	0.785	46.815	5.414	240.180	12.574	415.068
2.2	0.987	59.323	5.749	255.168	13.519	446.332
2.4	1.250	75.592	6.126	271.985	14.883	491.499
2.6	1.640	99.717	6.558	291.254	15.557	513.800
2.8	1.840	112.088	6.774	300.893	16.771	553.988
3.0	1.924	117.285	7.070	314.094	17.579	580.739
3.2	2.140	130.646	7.214	320.544	18.207	601.529
3.4	2.260	138.069	7.480	332.390	19.861	656.285
3.6	2.499	152.854	7.839	348.416	20.654	682.540
3.8	2.658	162.689	8.007	355.918	20.001	660.934
4.0	2.758	168.875	7.997	355.460	20.555	679.256
4.2	2.896	177.393	8.441	375.277	21.362	705.971
4.4	3.215	197.126	8.581	381.560	21.029	694.953
4.6	3.258	199.805	8.596	382.226	21.778	719.746
4.8	3.458	212.176	8.694	386.588	21.536	711.749
5.0	3.570	219.092	8.913	396.370	22.411	740.705
5.2	3.658	224.548	8.950	398.025	22.753	752.019
5.4	3.715	228.074	8.922	396.777	22.441	741.705
5.6	3.789	232.652	8.696	386.655	22.144	731.860
5.8	3.758	230.722	8.913	396.370	22.780	752.923
6.0	3.687	226.342	8.950	398.025	22.776	752.775
6.2	3.789	232.652	8.922	396.777	23.526	777.617
6.4	3.825	234.860	8.696	386.655	23.570	779.075
6.6	3.785	232.429	8.913	396.370	23.547	778.314
6.8	3.892	239.023	8.950	398.025	23.570	779.075
7.0	3.715	228.056	8.922	396.777	23.768	785.630
7.2	3.699	227.084	8.696	386.655	22.411	740.705
7.4	3.782	232.219	8.913	396.370	22.753	752.019
7.6	3.873	237.829	8.696	386.655	22.441	741.705
7.8	3.871	237.749	8.913	396.370	22.753	752.019
8.0	3.921	240.842	8.950	398.025	23.526	777.617
8.2	3.900	239.518	8.962	398.535	23.570	779.075

8.4	3.784	232.342	8.596	382.226	22.753	752.019
8.6	3.787	232.528	9.121	405.643	22.441	741.705
8.8	3.777	231.909	8.696	386.655	23.570	779.075
9.0	3.770	231.476	8.913	396.370	23.526	777.617
9.2	3.990	245.085	8.950	398.025	22.753	752.019
9.4	3.879	238.219	8.913	396.370	22.441	741.705
9.6	3.847	236.264	8.950	398.025	23.526	777.617
9.8	3.854	236.672	8.922	396.777	23.480	776.096
10.0	3.827	235.027	8.960	398.458	23.490	776.427

D'après ce tableau 6.4, on pourra adopter des valeurs moyennes du facteur de cône pour les trois types de sables.

- Sable lâche : $N_k \approx 235$
- Sable moyennement dense: $N_k \approx 380$
- Sable très dense : $N_k \approx 740$

6.5. Effet de l'indice de rigidité (I_r) sur le facteur de cône

Dans la littérature, le matériau sol est caractérisé par un indice de rigidité I_r tel que

$$I_r = \frac{G}{\tau_{ult}} \quad (6.11)$$

$$\tau_{ult} = C_u + \sigma_{v0} \cdot tg\varphi \quad (6.12)$$

Pour le cas d'un sol argileux ($\varphi = 0$) l'indice de rigidité devient :

$$I_r = \frac{G}{C_u} \quad (6.13)$$

Pour le cas d'un sol sableux ($c = 0$) l'indice de rigidité devient :

$$I_r = \frac{G}{\sigma_{v0} \cdot tg\varphi} \quad (6.14)$$

6.5.1. Sols argileux

On constate une augmentation linéaire du facteur de cône en fonction de l'indice de rigidité, cette linéarité est beaucoup plus claire dans le cas d'un sol sableux.

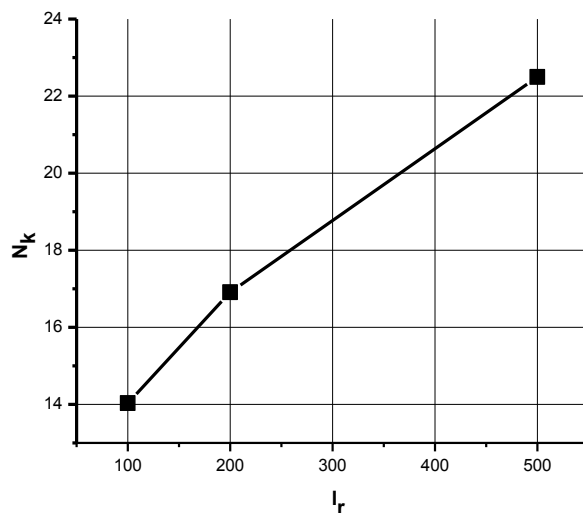


Figure : 6.13 : Evolution de l'indice de rigidité en fonction du facteur de cône (Cas des argiles)

6.5.2. Sol sableux

On constate aussi une augmentation linéaire du facteur de cône en fonction de l'indice de rigidité.

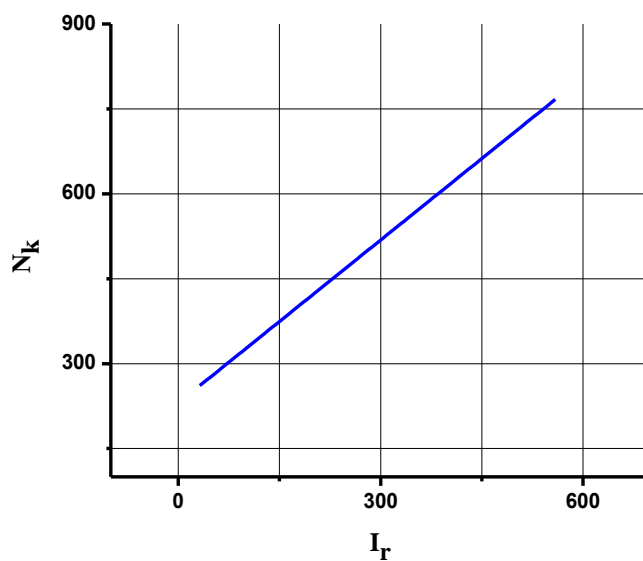


Figure : 6.14 : Evolution de l'indice de rigidité en fonction du facteur de cône (Cas des sables)

6.6. Conclusion

A la fin de ce chapitre on peut mettre le point sur les deux conclusions suivantes

a. Notion de la profondeur critique :

On a constaté à l'issue de ce travail qu'à partir d'une profondeur donnée qu'on a plus tard nommé Z_c la résistance pénétrométrique est constante et la courbe de chargement demeure constante. C'est d'ailleurs à partir de cette même profondeur qu'on a pu déterminer la résistance en pointe pénétrométrique q_c .

b. Valeurs moyennes de q_c , N_k : Cette modélisation numérique nous a permis de fixer des valeurs moyennes de la résistance en pointe et de facteur de cône pour les six types de sol étudiés.

c. Augmentation de N_k en fonction de I_r

On a constaté une augmentation linéaire du facteur de cône en fonction de l'indice de rig

CHAPITRE 7

ANALYSE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES PAR L'ESSAI CPT ET DETERMINATION DU FACTEUR DE PORTANCE PENETROMETRIQUE

7.1. Introduction

Le mode de travail d'une fondation et son interaction avec le sol conduisent à introduire la notion de profondeur critique que l'on peut définir en première approximation comme le niveau au-dessous duquel, en sol homogène, la résistance sous la base de la fondation n'augmente plus. Les fondations superficielles ont leur base située au-dessus de cette profondeur critique : ce sont les semelles, radiers, etc. Les fondations profondes ont leur base située au-dessous de cette profondeur critique. Les fondations superficielles travaillent essentiellement grâce à la résistance du sol sous la base. Pour les fondations profondes (pieux, puits, barrettes, etc.), il y a également lieu de considérer la résistance du sol le long du fût, c'est-à-dire le frottement latéral.

Dans un premier temps, l'ingénieur géotechnicien cherchera à fonder son ouvrage superficiellement, pour des raisons de coût évidentes (si des conditions particulières liées au projet, au site ou au sol ne le lui interdisent pas, évidemment). Il devra alors se préoccuper en tout premier lieu de la capacité portante de sa fondation, c'est-à-dire vérifier que les couches de sol superficielles peuvent effectivement supporter la charge transmise. Si le résultat des calculs est concluant, notamment s'il n'aboutit pas à une aire de la fondation prohibitive, il doit alors s'assurer que son tassement sous les charges de fonctionnement prévues (courantes ou exceptionnelles) est dans des limites admissibles. **Capacité portante et tassement** sont ainsi les deux éléments fondamentaux qu'il y a lieu de considérer systématiquement lors du calcul des fondations superficielles.

La connaissance du fonctionnement des ouvrages de géotechnique et le développement de nouvelles méthodes de dimensionnement passent à la fois par l'expérimentation in-situ, les essais en laboratoire et la modélisation numérique pour la validation de lois de comportement de sol.

Le problème de pénétration du cône est en effet compliqué à cause des phénomènes d'interaction entre le cône et le sol. Selon le mécanisme de pénétration et la nature de sol, la réponse charge-déplacement peut être très différente. En revanche, les occasions de recourir à la modélisation sont assez rares car, outre les résultats expérimentaux des essais de pénétration statique, il faut une reconnaissance des terrains et des essais de laboratoire pour déterminer les paramètres nécessaires à la modélisation numérique [9]

7.2. Capacité portante des fondations superficielles

Un certain nombre de règles de l'art doivent être respectées lorsque l'on construit une fondation superficielle, mais, contrairement aux autres fondations (pieux, caissons, etc.), la méthode précise de construction ou d'installation n'est pas un paramètre qui influe sur sa portance ou son tassement. Le seul paramètre qui influe sur les contraintes d'interaction avec le sol est sa rigidité et, notamment pour le calcul du tassement, on doit distinguer entre fondation souple et fondation rigide.

Deux types de méthodes de calcul de la capacité portante sont développées dans ce qui suit : les méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion et de l'angle de frottement (méthodes classiques, dites méthodes « $c - \varphi$ ») et les méthodes à partir des résultats des essais in situ.

7.3. Modélisation des fondations superficielles

Une modélisation numérique des fondations superficielles a été faite par M. Hamidi [10] à l'aide du logiciel CRISP et a permis de déterminer la pression limite q_1 pour de différentes fiches d'ancrages D. En se servant de ses résultats. On pourra déterminer le facteur de portance pénétrométrique K_c par une approche numérique.

7.3.7. Méthode de détermination de la pression verticale

7.3.7.1. Semelle filante

La pression verticale est la somme des réactions dans les nœuds divisé par la largeur de la semelle, elle est donnée par la relation suivante.

$$P = 2 \sum_{i=1}^n \frac{F_i}{B} \quad (7.1)$$

P : est la pression verticale ;

B : la largeur de la semelle ;

F_i : sont les réactions verticales dans les nœuds.

7.3.7.2. Semelle circulaire

Pour une semelle circulaire, le même principe avec le cône s'applique (voir la formule proposée en chapitre 6 : 6.2. calcul de la résistance pénétrométrique).

7.4. Détermination du facteur de portance pénétrométrique (K_c)

7.4.1. Approche analytique

7.4.1.1. Méthode directe

La méthode directe consiste à déterminer le facteur de portance pénétrométrique K_c pour chaque catégorie de sol (argile ou sable) et chaque type de fondation (continue, carrée ou circulaire) pour enfin arriver à calculer la pression limite q_l utile pour évaluer la capacité portante des fondations superficielles.

7.4.1.1.1. Semelle continue dans un Sol argileux

À partir de l'essai de pénétration statique, la capacité portante s'écrit :

$$q_l = K_c^0 \times q_{ce}^* + q_0 \quad (7.2)$$

À partir des essais en laboratoire, l'expression de la contrainte de calcul pour un sol purement cohérent est :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma + \gamma D N_q + C_u N_c \quad (7.3)$$

Sachant que, pour un sol argileux : $N_\gamma = 0$, $N_q = 1$ et $N_c = 5.14$, L'expression de la capacité portante (7.3) devient :

$$q_l = \gamma D + N_c \cdot C_u \quad (7.4)$$

La cohésion non drainée peut être exprimée en fonction du facteur du cône comme suit :

$$C_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k} \quad (7.5)$$

Il vient :

$$q_l = \gamma D + \frac{N_c}{N_k} \times (q_c - \sigma_{v0}) \quad (7.6)$$

Faisons l'égalité par analogie entre (7.2) et (7.6), on trouve pour une semelle continue

$$k_c^0 = \frac{N_c}{N_k} \left(1 - \frac{\sigma_{v0}}{q_c} \right) \quad (7.7)$$

Admettons que σ_{v0} est largement inférieure à q_c ($\sigma_{v0} \ll q_c$): la relation (7.7) devient

$$k_c^0 \approx \frac{N_c}{N_k} \quad (7.8)$$

Cette expression simplifiée donne, pour une semelle continue, les valeurs suivantes :

- | | |
|---------------------------------|----------------|
| - Argile molle | $k_c^0 = 0.42$ |
| - Argile de moyenne consistance | $k_c^0 = 0.36$ |
| - Argile raide | $k_c^0 = 0.26$ |

7.4.1.1.2. Semelle carrée dan un sol argileux

À partir des essais en laboratoire, l'expression de la contrainte limite d'une fondation carrée reposant sur un sol purement cohérent pour un sol purement cohérent est :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma f_\gamma + \gamma D N_q f_q + C_u N_c f_c \quad (7.9)$$

Le sol est cohérent d'où $N_\gamma = 0$

f_γ, f_q et f_c des facteurs de forme qui vont :

$$f_\gamma = 0,6$$

$$f_q = 1 + \tan \varphi, (\tan \varphi = 0) \text{ donc } f_q = 1$$

$$f_c = 1 + \frac{1}{N_c}, (N_c = 5,14) \text{ donc } f_c = 1,2$$

L'équation (7.8) devient :

$$q_l = \gamma D + 6,168 C_u \quad (7.10)$$

À partir de l'essai de pénétration statique, la capacité portante s'écrit :

$$q_l = K_c^1 \times q_{ce}^* + q_0 \quad (7.11)$$

Faisons l'égalité par analogie entre (7.10) et (7.11), on arrive, pour une semelle carrée, à la relation suivante :

$$k_c^0 = \frac{N_c \times f_c}{N_k} \quad (7.12)$$

Cette expression donne, pour une semelle carrée, les valeurs suivantes :

- | | |
|---------------------------------|----------------|
| - Argile molle | $k_c^1 = 0,51$ |
| - Argile de moyenne consistance | $k_c^1 = 0,43$ |
| - Argile raide | $k_c^1 = 0,31$ |

7.4.1.1.2. Sols sableux

7.4.1.1.2.1. Semelle continue dan un sableux

À partir de l'essai de pénétration statique, la capacité portante s'écrit :

$$q_l = K_c^0 \times q_{ce}^* + q_0 \dots \dots \dots (7.13)$$

À partir des essais de laboratoire, l'expression de la contrainte de calcul pour un sol purement cohérent est :

$$q_t = \frac{1}{2}\gamma_2BN_\gamma + \gamma DN_q \quad (7.14)$$

tel que : $q_0 = \gamma D = \sigma_{v0}(D)$

$$K_c^0 \times q_{ce}^* + \sigma_{v0}(D) = \frac{1}{2}\gamma_2BN_\gamma + \sigma_{v0}(D)N_q \quad (7.15)$$

$$K_c^0 \times q_{ce}^* = \frac{1}{2}\gamma_2BN_\gamma + (N_q - 1)\sigma_{v0}(D) \quad (7.16)$$

pour un sol homogène, on admet que : $q_{ce}^* = q_c$, on obtient :

$$K_c^0 = \frac{0.5\gamma_2BN_\gamma}{q_c} + \frac{(N_q - 1)\sigma_{v0}(D)}{q_c} \quad (7.17)$$

Le facteur de cône pénétrométrique N_k pour un sol sableux peut être exprimé par la relation déjà démontrée au chapitre précédent comme suit :

$$N_k = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma_{v0} \times tg\varphi} \quad (7.18)$$

En substituant la valeur du facteur de cône en (c) tel que $\sigma_{v0} \ll q_c$, on trouve :

$$K_c^0 = \frac{1}{N_k \times tg\varphi} \left[\frac{1}{2}N_\gamma \times \frac{1}{\left(\frac{D}{B}\right)} + (N_q - 1) \right] \quad (7.19)$$

En simplifiant cette dernière égalité, il découle :

$$K_c^0 = \frac{1}{N_k \times tg\varphi} \left[\frac{N_\gamma B}{2D} + (N_q - 1) \right] \quad (7.20)$$

Le tableau 7.1 récapitule les valeurs de K_c extraites de la formule précédente pour différents types de sables pour une semelle continue en fonction de l'élançement de la fondation

Le tableau 7.1 : Valeurs de K_c pour différents types de sables en fonction de l'élancement de la fondation (semelle continue)

D/B	Valeurs de K_c^0		
	Sable lâche	Sable moyennement dense	Sable dense
0.1	0.876	0.982	1.142
0.5	0.271	0.286	0.32
1	0.19	0.20	0.217
1.5	0.171	0.173	0.183
2	0.158	0.158	0.166
2.5	0.153	0.151	0.135
3	0.151	0.145	0.128
3.5	0.148	0.141	0.123
4	0.145	0.138	0.121

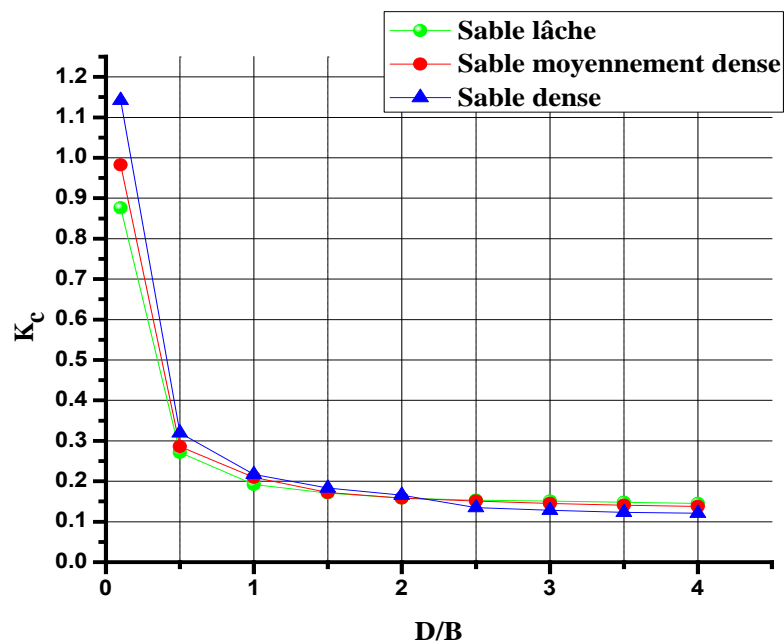


Figure 7.1 : variation du facteur de portance en fonction de l'élancement de la fondation.
(Cas des sables – semelle continue)

7.4.1.1.2.2. Semelle carrée dans un sol sableux

À partir de l'essai de pénétration statique, la capacité portante s'écrit :

$$q_l = K_c^1 \times q_{ce}^* + q_0 \quad (7.21)$$

À partir des essais de laboratoire, l'expression de la contrainte de calcul d'une fondation carrée reposant sur un sol pulvérulent est :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma f_\gamma + \gamma D N_q f_q + C_u N_c f_c \quad (7.9)'$$

tel que : $q_0 = \gamma D = \sigma_{v0}(D)$

f_γ, f_q et f_c des facteurs de forme qui vont :

$$f_\gamma = 0,6$$

$$f_q = 1 + \tan \varphi$$

$$f_c = 1 + (1/N_c)$$

$$K_c^1 \times q_{ce}^* + \sigma_{v0}(D) = 0,3 \gamma_2 B N_\gamma + \gamma D N_q (1 + \tan \varphi) \quad (7.22)$$

$$K_c^1 \times q_{ce}^* = 0,3 \gamma_2 B N_\gamma + (N_q (1 + \tan \varphi) - 1) \sigma_{v0} \quad (7.23)$$

pour un sol homogène, on admet que : $q_{ce}^* = q_c$, on obtient :

$$K_c^1 = \frac{0,3 \gamma_2 B N_\gamma}{q_c} + \frac{(N_q (1 + \tan \varphi) - 1) \sigma_{v0}(D)}{q_c} \quad (7.24)$$

Faisons intervenir le facteur de cône, nous obtiendrons :

$$K_c = \frac{1}{N_k \times \tan \varphi} \left[0,3 N_\gamma \times \frac{1}{\left(\frac{D}{B}\right)} + (N_q (1 + \tan \varphi) - 1) \right] \quad (7.25)$$

En simplifiant cette dernière égalité, nous trouvons : :

$$K_c = \frac{1}{N_k \times \tan \varphi} \left[0,3 N_\gamma \frac{B}{D} + (N_q (1 + \tan \varphi) - 1) \right] \quad (7.26)$$

Le tableau 7.2 récapitule les valeurs de K_c extraites de la formule précédente pour différents types de sables pour une fondation carrée en fonction de l'élancement de la fondation

Tableau 7.2 : Valeurs de K_c pour différents types de sables pour une fondation carrée.

D/B	Valeurs de K_c^1		
	Sable lâche	Sable moyennement dense	Sable dense
0.1	0.680	0.750	0.729
0.5	0.302	0.317	0.295
1	0.254	0.263	0.241
1.5	0.239	0.245	0.223
2	0.230	0.236	0.214
2.5	0.225	0.230	0.209
3	0.222	0.227	0.205
3.5	0.220	0.224	0.202
4	0.218	0.222	0.200

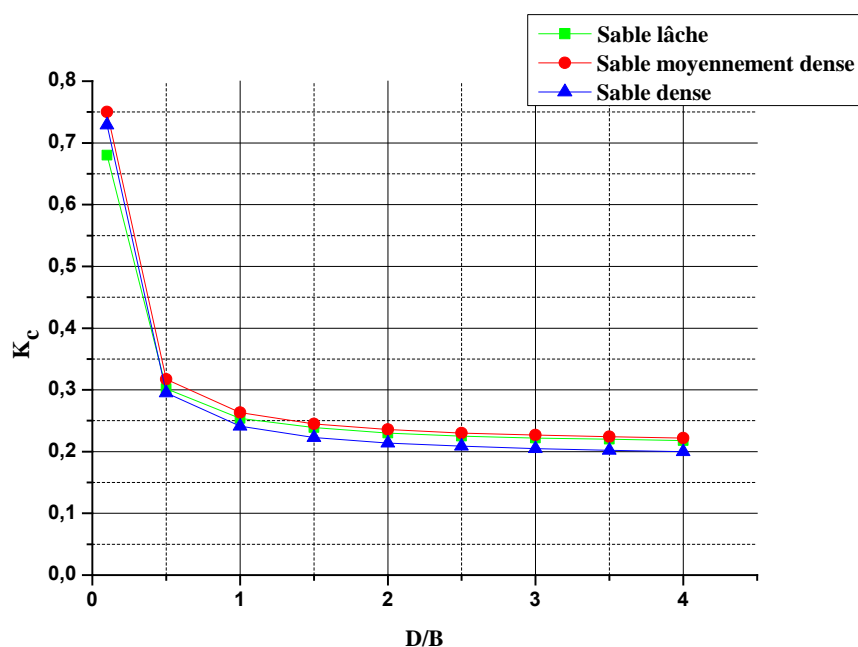


Figure 7.2: variation du facteur de portance en fonction de l'élancement de la fondation.

(Cas des sables – semelle carrée)

7.1.1.2. Méthode indirecte

Cette méthode proposée ici se veut pour déterminer la pression limite d'une fondation superficielle en se basant sur un raisonnement indirecte, à partir du CPT on détermine la résistance pointe et le facteur de cône qui sont déjà connu dans notre cas. On détermine ensuite la cohésion non drainée pour un sol argileux et l'angle de frottement pour un sol frottant.

7.1.1.2.1. Sol argileux

À partir de :

$$C_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k}$$

On détermine

$$q_l = \gamma D + N_c \cdot C_u$$

Pour une semelle continue

$$q_l = \gamma D \cdot f_q + N_c \cdot C_u \cdot f_c$$

Pour une semelle circulaire

Tel que :

$$f_q = 1 + \text{tg } \varphi = 1$$

$$f_c = 1 + \frac{1}{N_c} = 1.2$$

7.1.1.2.2. Sol sableux

A partir de

$$N_k = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma_{v0} \cdot \text{tg } \varphi} \quad (7.27)$$

On détermine l'angle de frottement comme suit :

$$\text{tg } \varphi = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k \cdot \sigma_{v0}} \quad (7.28)$$

Connaissant l'angle de frottement, on tire les facteurs de portances N_γ et N_q et on remplace directement dans la formule de la pression de calcul q_l .

7.5. Approche numérique

Le facteur de portance pénétrométrique peut être défini explicitement à partir de l'expression 7.1 en fonction de la pression limite de la fondation superficielle, de la contrainte verticale et de la résistance en pointe.

$$K_c = \frac{q_l - q_0}{q_c} \quad (7.30)$$

tel que

q_l : Pression limite de la fondation superficielle tirée des résultats trouvés par HAMIDI [10]

q_0 : La contrainte verticale

q_c : La résistance en pointe pénétrométrique

Il faut dire ici que l'expression courante de K_c est à l'origine issue d'une interpolation entre K_c^0 et K_c^1 .

$$\frac{B}{L} = 1 \rightarrow K_c^1 (\text{semelle carrée})$$

$$\frac{B}{L} \rightarrow K_c (\text{semelle rectangulaire})$$

$$\frac{B}{L} = 0 \rightarrow K_c^0 (\text{semelle continue})$$

tel que

K_c^0 : facteur de portance d'une fondation continue ;

K_c^1 : facteur de portance d'une fondation carrée.

7.5.1. Sol argileux

On présente dans ce qui suit sous forme de courbes les valeurs des deux facteurs de portance pour les deux matériaux étudiés.

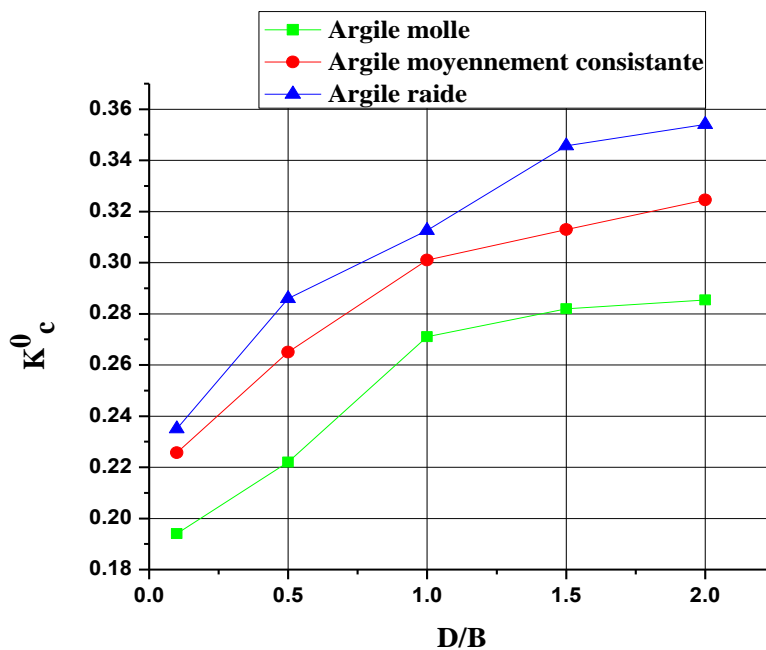


Figure 7.3 : Variation du facteur de portance en fonction de l'élancement
(Semelle continue- cas des argile)

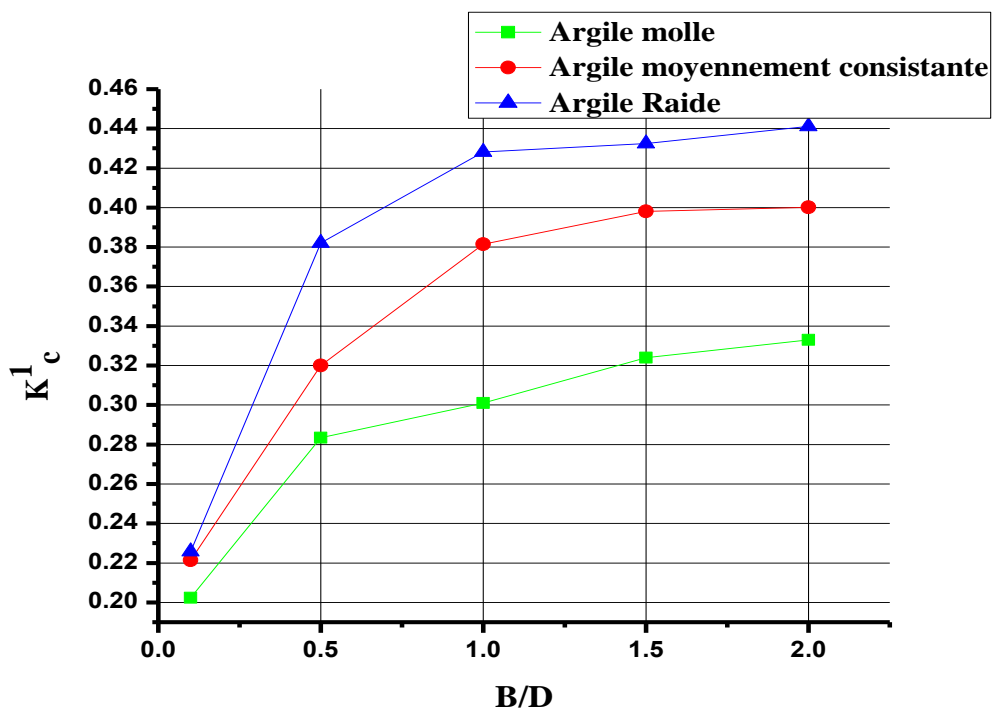


Figure 7.4 : Variation du facteur de portance en fonction de l'élancement
(Semelle carrée ou circulaire- cas des argiles)

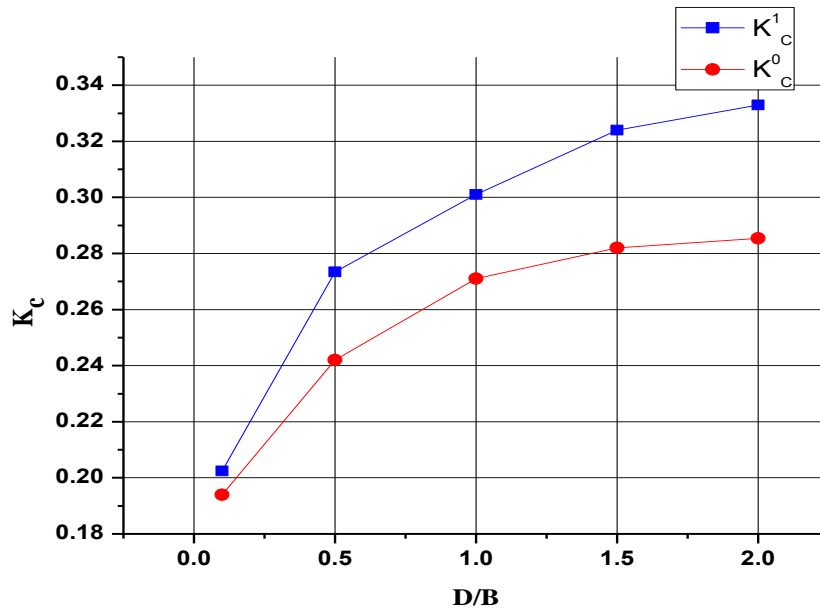


Figure 7.5 : Variation du facteur de portance en fonction de l'élancement
(Cas d'une argile raide)

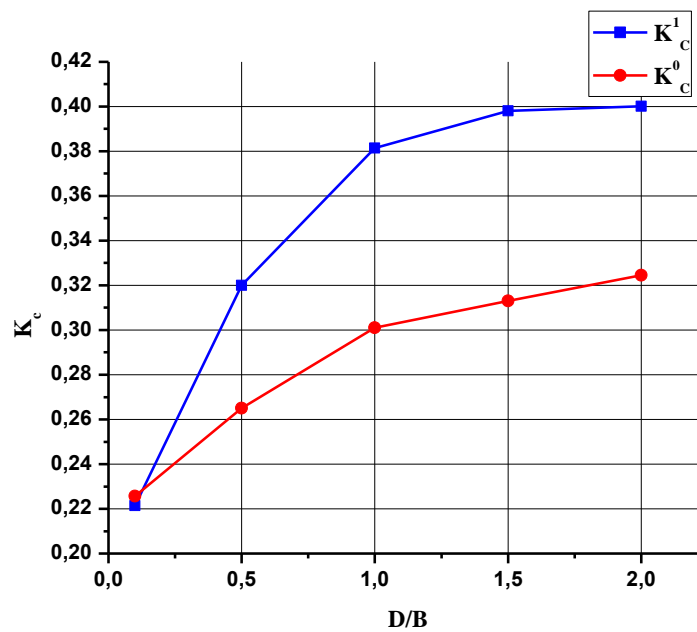


Figure 7.6 : Variation du facteur de portance en fonction de l'élancement
(Cas d'une argile moyennement consistante)

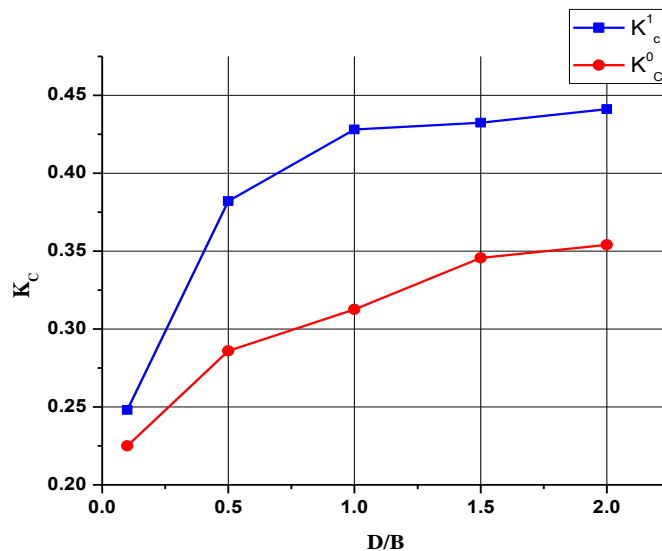


Figure 7.7 : Variation du facteur de portance en fonction de l'élanement
(Cas d'une argile molle)

7.5.2. Sol sableux

La même procédure suivie précédemment a été envisagée afin de déterminer le facteur de portance pour le cas des sols sableux. Les résultats sont représentés sur les figures 7.12 et 7.13

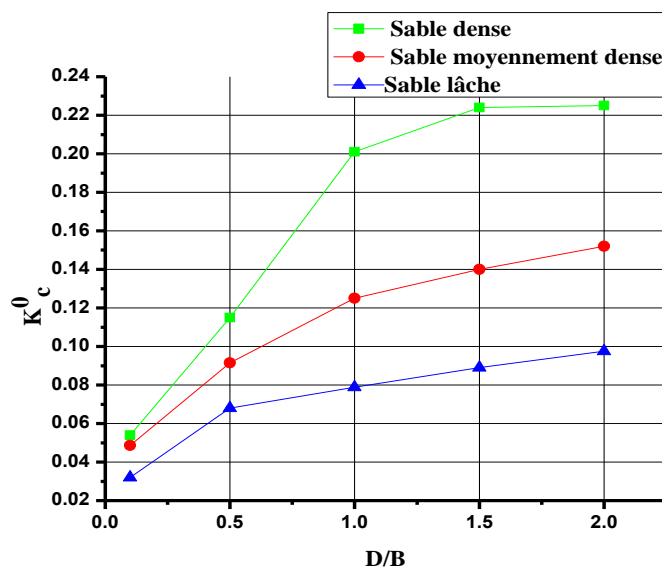


Figure 7.8 : Variation du facteur de portance en fonction de l'élanement
(Semelle continue - cas des sables)

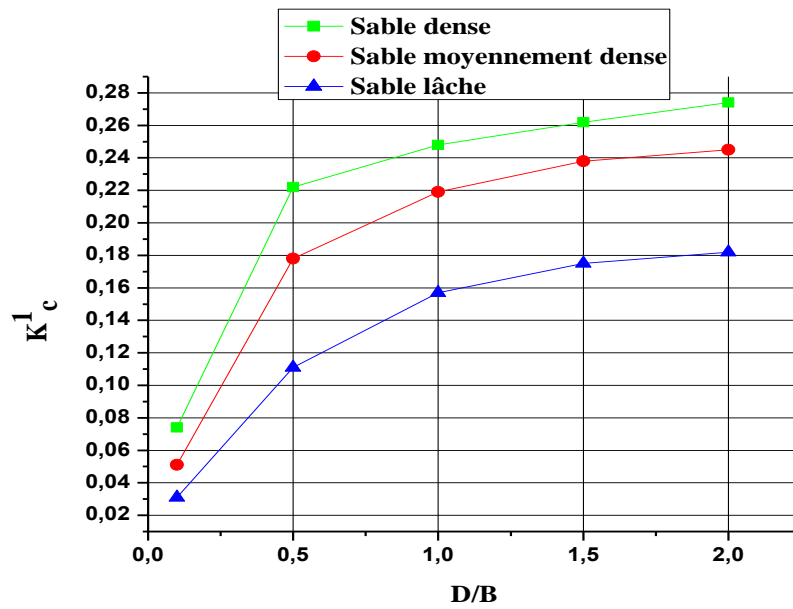


Figure 7.9 : Variation du facteur de portance en fonction de l'élancement
(Semelle circulaire - cas des sables)

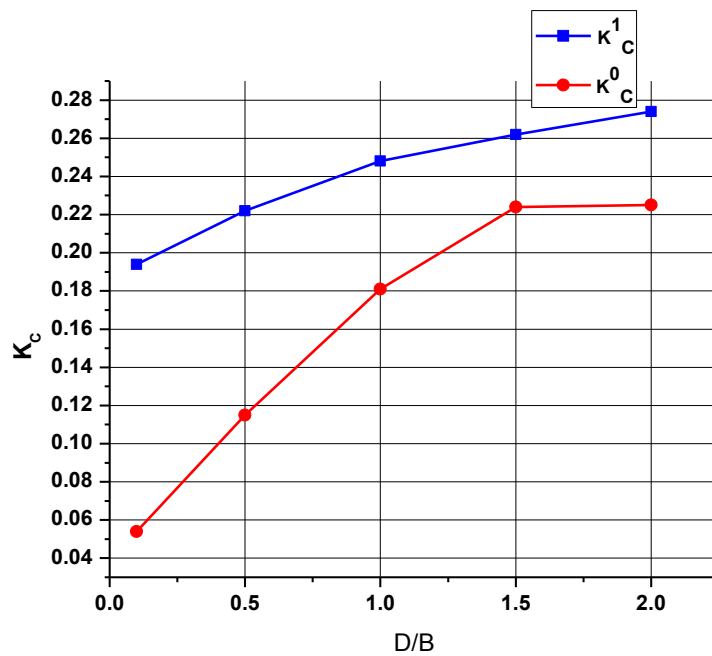


Figure 7.10 : Variation du facteur de portance en fonction de l'élancement
(Cas d'un sable dense)

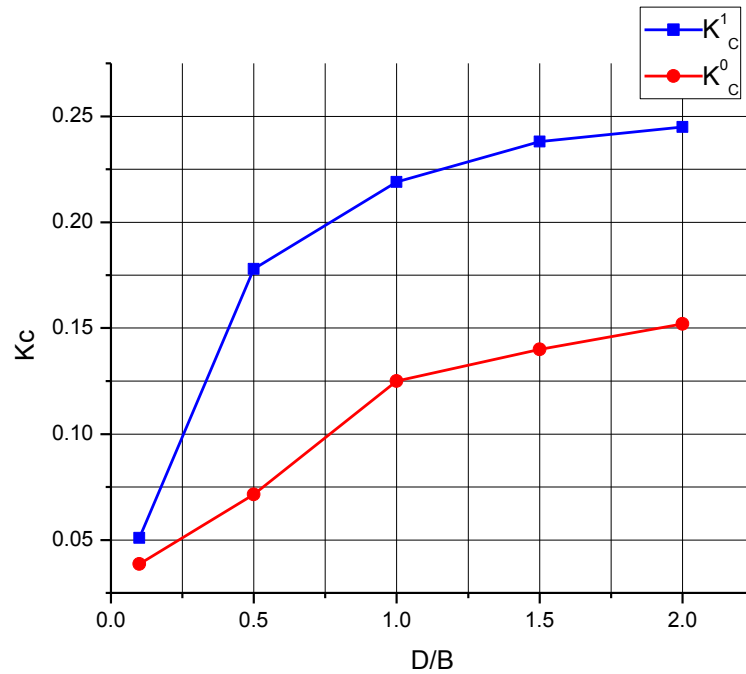


Figure 7.11: Variation du facteur de portance en fonction de l'élancement
(Cas d'un sable moyennement dense)

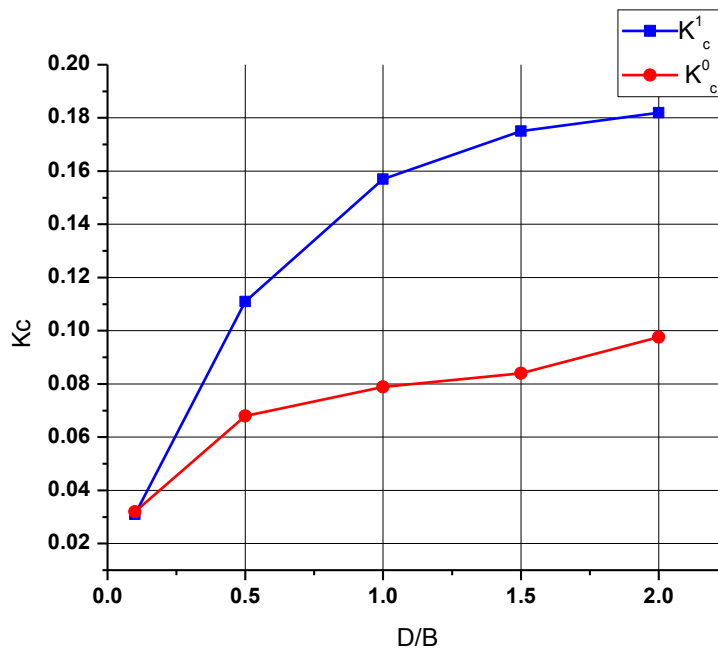


Figure 7.12 : Variation du facteur de portance en fonction de l'élancement
(Cas d'un sable lâche).

7.6. Etude comparative du facteur de portance

Afin de valider les résultats trouvés, une étude comparative a été menée en comparant les valeurs de facteur de portance trouvées dans ce travail avec celles issues du DTU-13.12 et calculées selon les formules 7.9 et 7.10.

7.6.1. Argiles et limons

$$K_c = 0,32. \left[1 + 0,35. \left(0,6 + 0,4. \frac{B}{L} \right). \frac{D_e}{B} \right] \quad 7.31$$

7.6.2. Sables

$$K_c = 0,14. \left[1 + 0,35. \left(0,6 + 0,4. \frac{B}{L} \right). \frac{D_e}{B} \right] \quad 7.32.$$

Le tableau suivant regroupe quelques-unes :

Tableau 7.3 : Comparaison entre les valeurs de K_c issues du DTU-13.12 et celles trouvées numériquement.

D/B	Semelle continue ($B/L=0$)				Semelle carrée ($B/L=1$)			
	K_c^0				K_c^1			
	Sol argileux		Sol sableux		Sol argileux		Sol sableux	
	DTU-13.12	Ce travail	DTU-13.12	Ce travail	DTU-13.12	Ce travail	DTU-13.12	Ce travail
0.1	0.25	0.24	0.12	0.05	0.28	0.23	0.14	0.051
0.5	0.31	0.29	0.17	0.12	0.38	0.38	0.18	0.18
1	0.33	0.31	0.19	0.24	0.43	0.428	0.23	0.22
1.5	0.34	0.34	0.20	0.22	0.44	0.43	0.25	0.24

7.7. Conclusion

À l'aide de différentes approches, on a pu déterminer les valeurs de facteur de portance.

En comparant les résultats trouvés par les différentes approches avec celles issues de DTU-13.12, on constate que ces résultats sont en bon accord avec le document technique.

Les valeurs de facteur de portance K_c^1 (semelle carrée ou circulaire) sont toujours supérieures à K_c^0 (semelle continue).

On remarque que quel que soit la densité du sol, le facteur de portance K_c est la même dans les sols sableux.

On constate que le facteur de portance se stabilise dans une marge de D/B égal à 1 m pour les fondations superficielles.

Pour des raisons de sécurité, on propose la valeur du palier (voir fig. 7.8) comme valeur caractéristique du facteur de portance pour les sables quel que soit la densité $K_c = 0.2$

CONCLUSION

L'analyse théorique de l'essai de pénétration statique à l'aide des méthodes numériques et, notamment, des éléments finis, a permis de réaliser des progrès importants dans la compréhension du fonctionnement des fondations superficielles.

Toutefois, il reste encore des efforts à faire pour parvenir à des prévisions réalistes. Ces efforts ne seront véritablement efficaces et la modélisation par éléments finis ne fournira une aide fiable à l'ingénieur que si de réels progrès sont réalisés conjointement :

- dans la caractérisation du comportement des sols saturés et non saturés (rhéologie, essais de laboratoire) ;
- dans la détermination des paramètres des lois de comportement ;
- dans l'instrumentation et dans la réalisation de l'essai CPT.

Une étude numérique de l'essai de pénétration statique par la méthode des éléments finis a été menée en vue de l'analyse de l'analyse du comportement des fondations superficielles continues ou circulaires. On peut présenter les résultats obtenus comme suit :

Notion de la profondeur critique :

On a constaté à l'issue de ce travail qu'à partir d'une profondeur donnée qu'on a plus tard nommé Z_c la résistance pénétrométrique est constante et la courbe de chargement demeure constante. C'est d'ailleurs à partir de cette même profondeur qu'on a pu déterminer la résistance en pointe pénétrométrique q_c .

Le facteur de cône statique N_k :

On a pu attribuer à chaque type de sol un facteur de cône dépendant de la cohésion non drainée, de la contrainte verticale initiale et de la résistance pénétrométrique pour la cas des sols argileux d'une part et de l'angle de frottement, de la contrainte verticale initiale et de la résistance pénétrométrique pour un sol sableux. Pour les argiles ce facteur vaut :

12 : pour une argile molle

14 : pour une argile moyennement consistante

19.5 : pour une argile raide.

Pour les sables ce facteur vaut :

235 : pour un sable lâche

400 : pour un sable de moyenne densité

750 : pour un sable dense

Le facteur de portance K_c :

Par la suite, et en se servant de plusieurs approches, on a pu calculer les facteurs de portance pénétrométrique K_{c0} et K_{c1} utile à la détermination de la capacité portante des fondations superficielles.

L'approche numérique effectuée e au chapitre 7 a donné des courbes qui viennent en appui avec les résultats trouvées par l'expérimentation à l'issue d'une étude comparative. Ces résultats sont en bon accord avec ceux du règlement en vigueur.

Des recherches se poursuivent activement dans ces domaines (modélisation des essais in-situ) et il est raisonnable de penser qu'il sera bientôt possible de modéliser de manière satisfaisante de tels problèmes. Cependant, il subsistera toujours des problèmes simples que l'ingénieur ne saura sans doute jamais réellement traiter, comme la mise en place de structures dans un sol, la prise en compte de l'histoire complète des sollicitations subies par le sol ou, d'une manière plus générale, la réalité du chantier.

Par ailleurs, même si un calcul simule d'une manière globalement satisfaisante le comportement d'un ouvrage, il existe toujours des endroits dans le massif de sol où le comportement est mieux modélisé et d'autres où il l'est moins bien. En particulier, il est souvent difficile de bien reproduire à la fois les déplacements verticaux et horizontaux dans le massif de sol aux endroits caractéristiques du fonctionnement des fondations. Une méthode de calcul générale comme les éléments finis ne peut être encore considérée comme une méthode de dimensionnement courante.

Références bibliographiques

- [1] Ahmadi, M.M., Byrne, P.M. & Campanella, R.G., 2005: Cone tip resistance in sand: modeling, verification and applications.
- [2] Ahmadi, M.M., Byrne, P.M. & Campanella., R.G., 1999: Simulation of cone Penetration using FLAC. Dept. of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, Canada.
- [3] Bolton, M.D., Gui, M.W., Garnier, J., Corte, J.F., Bagge, G., Laue, J. & Renzi, R.1999: Centrifuge cone penetration tests in sand. *Géotechnique* 49, No. 4,543-552
- [4] Bolton, M.D., 1986 : The strength and dilatancy of sand. *Géotechnique*, 36(1): 65-78
- [5] Bouafia, A., 2003 : Les essais in situ dans les projets de fondations.
- [6] Cassan, M. T1, 1988 : Les essais in situ en mécanique des sols : réalisation et interprétation.
- [7] Cassan, M. T2, 1978: Les essais in situ en mécanique des sols : Application et méthodes de calcul.
- [8] Durgonuglu, H.T., Mitchell, J.K., 1975: Static penetration resistance of soils. I-II. In: proceedings of the ASCE Spec Conference on In Situ Measurement of Soil properties, vol.1: p.51-89.
- [9] Gambin, M.1998 : Le pénétromètre statique et ses dérivés.
- [10] Hamidi, A., 2009: Étude de quelques aspects d'interaction sol/structure, mémoire de magister, Université de Blida,180 pages.
- [11] Huang, W., Sheng, D., Sloan, S.W.,Yu, H.S, 2004: Finite element analysis of cone penetration in cohesionless soil, *Computers and Geotechnics* 31(2004)517-528
- [12] Houlsby, G.T. & Wroth, C.P., 1982: Determination of undrained strengths by cone penetration tests. *Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing/ Amsterdam/* 24-27
- [13] Levadoux, J.N. & Baligh, M.M., 1985: Consolidation after undrained piezocone penetration I: PREDICTION.
- [14] Lu, Q., Randolph, M.F., Hu. Y., Bugarski. I.C., 20024: A numerical study of cone penetration in clay. *Géotechnique* 54, No. 4, 257-267
- [15] Manuel du Logiciel CRISP.

- [16] Markauskas, D., Kacianauskas, R. & Katzenbach, R., 2003: Numeric analysis of large penetration of the cone in untrained soil using FEM. *Journal of civil engineering and management*, vol IX, No 2, 122-131. *Can Geotech J* 42: 977-993 penetration in cohesionless soil, *Computers and Geotechnics* 31(2004)517-528.
- [17] Myne, P.W. & Kulhawy, F.H, 1991: Calibration chamber database and boundary effects correlation for CPT data, *Proceedings of the First International Symposium on Calibration Chamber Testing*, Potsdam, N.Y, USA.
- [18] Robertson, P. K., & Cabal K.L. (ROBERTSON) 3rd Edition January 2009: *Guide to cone penetration testing for geotechnical engineering*.
- [19] Robertson, P.K. 1990: Soil classification using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 27 (1), 151-8.
- [20] Roger. F., 1999 : *Fondations superficielles*, *Techniques de l'Ingénieur* C246, 31 pages.
- [21] Salgado, R., Mitchell, J.K. & Jamiolkowski, M., 1997: Cavity expansion and penetration resistance in sand. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*
- [22] Tech, C. I. & Houslyby, G.T., 1991: An analytical study of the cone penetration test in clay. *Géotechnique* 41, No. I,17-34
- [23] Walker, J., Yu, H.S. 2006: Adaptive finite element analysis of cone penetration in clay. *Acta geotechnica* (2006) I:43-57
- [24] Willem, C.B, Villet, A.M. ASCE, and Mitchell, J.K: Cone resistance, relative density and friction angle. Selected paper of James K. Mitchell.