**République Algérienne, Démocratique et Populaire**

**Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique**

**Université Dr YAHIA FARES De Médéa**

**Faculté Des Sciences Et De La Technologie**

**Département Du Génie De La Matière**

**Mémoire de projet de fin d'étude pour l'obtention du diplôme**

**Master 2 en Génie Civil**

**Option : Géotechnique**

**Thème :**

# *Contribution à l'étude du pénétromètre dynamique au cône : Analyse des corrélations et élaboration d'un utilitaire de calcul*

**Proposé et dirigé par :**

Dr. AMAR BOUZID DJILALI.

**Etudié par :**

MESSAD ALI.

Année universitaire 2011/2012

# *Remerciements*

*La réalisation de ce mémoire n'aurait pas été aisée sans le soutien et la participation de plusieurs personnes qui m'ont apporté leurs aides.*

*Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.*

*Nous remercions nos parents pour le soutien moral et leurs encouragements.*

*Je tiens à remercier sincèrement Monsieur Dr. Amar Bouzid, pour l'inspiration, l'aide et le temps qu'il a bien voulu me consacrer.*

*Mes remerciements s'adressent également à Monsieur Balighe «zoom » pour sa générosité et la grande patience dont il a su faire preuve malgré ses charges professionnelles.*

*Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa, et à tous les enseignants qui ont participé à notre formation.*

*Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin à la réalisation de ce mémoire.*

# *Dédicaces*

***Je dédie ce travail :***

*A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, j'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.*

*A mes chers frères et sœurs : Hakim, Mhamed, Amina, Fatima, Souad, Fouzia.*

*A ma nièce Meriem.*

*A mes neveux Abdelrahim et Mohamed Anis.*

*A mes grandes mères Selma et Ziya.*

*A mes tantes et à mes oncles.*

*A chaque cousins et cousines.*

*A mes collègues et meilleurs amis.*

*A la mémoire de notre regretté Mr. Laaribi Abderahmane.*

***Messad Ali***

# SOMMAIRE


| | |
|---|---|
| **Chapitre I : Introduction générale** | |
| **Introduction générale** | 1 |
| **Chapitre II : Etude et analyse des différents essais in situ** | |
| **1. Introduction** | 3 |
| **2. Les essais in-situ** | 4 |
| **2.1.**L'essai de pénétration dynamique | 4 |
| 2.1.1. Généralités | 4 |
| 2.1.2. Equipements et procédures | 4 |
| A- Le Pénétromètre dynamique | 4 |
| B- Principe de l'essai et utilisation des résultats | 6 |
| 2.1.3. Sols intéressés par l'essai DPT | 8 |
| 2.1.4. L'essai DPT en Algérie | 8 |
| **2.2.**Essai de pénétration standard SPT | 8 |
| 2.2.1. Généralités | 8 |
| 2.2.2. Principe de l'essai | 9 |
| 2.2.3. Sols intéressés par le SPT | 11 |
| 2.2.4. Interprétation des résultats de l'essai SPT | 12 |
| A- Effet d'une nappe d'eau dans les sols pulvérulents | 12 |
| B- Effet de la profondeur | 13 |
| C- Effet de la densité des sols pulvérulents | 13 |
| D- Estimation de l'angle de frottement des sols pulvérulents | 13 |
| **2.3.**Essai de pénétration statique (piezocône) | 14 |
| 2.3.1. Généralités | 14 |
| 2.3.2. Equipements et procédures | 14 |
| A- Le pénétromètre à cône fixe | 15 |
| B- Le pénétromètre à cône mobile | 15 |
| 2.3.3. Domaine d'utilisation et interprétation quantitative | 16 |
| **2.4.**Essai pressiométrique | 18 |
| 2.4.1. Généralités | 18 |
| 2.4.2. Equipements et procédures | 18 |
| A- Sonde pressiométriques | 19 |
| B- Contrôleur pression-volume ou CPV | 20 |
| 2.4.3. Exécution de l'essai | 21 |
| 2.4.4. Présentation des résultats | 22 |
| **2.5.**Essai au scissomètre | 24 |
| 2.5.1. Généralités | 24 |
| 2.5.2. Equipements et procédures | 25 |
| A- Appareillage | 26 |
| B- Déroulement de l'essai et présentation des résultats | 27 |
| 2.5.3. Interprétation de l'essai | 27 |

| | |
|---|---|
| **2.6.**Essai au dilatomètre plat | 29 |
| 2.6.1. Généralités | 29 |
| 2.6.2. Equipements Utilisés | 29 |
| 2.6.3. Principe de l'essai et utilisation des résultats | 30 |
| **3. Conclusion** | 33 |
| | |
| **Chapitre III : Analyse de la capacité portante et des tassements par les essais in situ** | |
| **1. Introduction** | 34 |
| **2. Généralité sur les fondations** | 35 |
| **2.1.**Fondation superficielle et fondation profonde | 35 |
| **3. Capacité portante des fondations superficielles** | 36 |
| **3.1.**Pénétromètre standard SPT | 36 |
| 3.1.1. Méthode indirecte de Peck | 37 |
| 3.1.2. Méthode empirique de Terzaghi & Peck | 38 |
| 3.1.3. Méthode empirique de Meyerhof | 39 |
| 3.1.4. Méthode empirique de Peck et al (1974) | 39 |
| **3.2.**Pénétromètre statique CPT | 40 |
| 3.2.1. Fondations dans les sols pulvérulents | 41 |
| 3.2.2. Fondations dans les sols fins saturés | 43 |
| 3.2.3. Calcule réglementaire | 44 |
| **3.3.** Essai pressiométrique | 46 |
| 3.3.1. Aperçu théorique | 46 |
| 3.3.2. Méthode pressiométrique du LCPC | 48 |
| **3.4.**l'essai scissométrique | 52 |
| 3.4.1. Couche argileuse de grande épaisseur | 53 |
| 3.4.2. Bicouche argileux | 54 |
| A- Couche argileuse sur substratum rigide | 55 |
| B- Bicouche constitué de deux couches de cohésion différente | 57 |
| **4. Capacité portante des fondations profondes** | 60 |
| **4.1.** Pénétromètre standard SPT | 60 |
| 4.1.1. Evaluation de la résistance en pointe et du frottement latéral | 60 |
| 4.1.2. Calcul réglementaire | 60 |
| **4.2.**Pénétromètre statique CPT | 62 |
| 4.2.1. Evaluation de la résistance en pointe | 63 |
| 4.2.2. Calcule réglementaire | 64 |
| **4.3.**Essai pressiométrique | 67 |
| 4.3.1. Capacité portante verticale d'un pieu isolé | 67 |
| 4.3.2. Méthode pressiométrique du LCPC | 71 |
| **5. Le tassement des fondations** | 74 |
| **5.1.**L'essai scissométrique | 74 |
| **5.2.**Essai de pénétration statique | 74 |
| 5.2.1. Théorie de Buisman | 75 |
| 5.2.2. Méthode pratique de Schmertmann | 77 |

| | |
|---|---|
| **5.3.**Essai pressiométriques MENARD | 80 |
| 5.3.1. Sol homogène | 80 |
| 5.3.2. Sol hétérogène | 81 |
| 5.3.3. Cas Particulier | 83 |
| **6.** Conclusion | 83 |
| | |
| **Chapitre IV : Le Pénétromètre dynamique (Interprétation et corrélations)** | |
| **1. Introduction** | 84 |
| **2. Types des pénétromètres dynamiques** | 84 |
| **2.1.** Pénétromètre dynamique pour lequel la tige et la pointe ont le même diamètre | 84 |
| **2.2.** Pénétromètre dynamique pour lequel le diamètre de la tige est légèrement plus petit que celui du cône | 85 |
| **2.3.** Pénétromètre dynamique pour lequel le diamètre des tiges est plus petit que celui du cône mais dont le diamètre extérieur de la tige mobile est le même que celui du cône | 87 |
| **3. Remarques sur la pénétration dynamique** | 87 |
| **4. Interprétation des essais de la pénétration dynamique pour les fondations superficielles** | 89 |
| **4.1.** Les sols Pulvérulents ($\varphi \neq 0$ et $c = 0$) | 90 |
| **4.2.** Les sols cohérents ($\varphi = 0$ et $c \neq 0$) | 92 |
| **4.3.** Sols ayant un angle de frottement et une cohésion différents de zéro ($\varphi \neq 0$ et $c \neq 0$) | 93 |
| **4.4.** Conclusion | 95 |
| **5. Théories de l'interprétation des diagrammes du pénétromètre dynamique pour les fondations profondes** | 96 |
| **5.1.** L'équation fondamentale | 96 |
| **5.2.** Première approximation | 97 |
| **5.3.** Deuxième approximation | 98 |
| **6. Pénétromètres dynamiques Lourds et légers** | 104 |
| **7. Comparaison de la capacité de pénétration des différents pénétromètres dynamiques** | 105 |
| **8. Le pénétromètre dynamique et la pénétration de palplanches** | 107 |
| **9. Précautions à observer pendant la pénétration dynamique dans les sols cohérents** | 107 |
| **10. Conclusion** | 108 |
| **Chapitre V : Elaboration d'un utilitaire de calcul « DPT Tool »** | |
| **1. Présentation du langage de programmation utilisé** | 109 |
| **2. L'Environnement de Delphi 7** | 110 |
| **2.1.**La barre de titre | 111 |
| **2.2.**La barre de menu | 111 |
| **2.3.**La barre d'outils | 112 |
| **2.4.**La palette des composants | 113 |

| | |
|---|---|
| **2.5.**L'inspecteur d'objet | 114 |
| A- Propriétés | 114 |
| B- Evénements | 115 |
| **2.6.**Les éditeurs | 115 |
| **3. L'utilitaire de calcul « DPT Tool »** | 116 |
| **3.1.**Introduction | 116 |
| **3.2.**Propriété de DPT Tool | 117 |
| 3.2.1. La fenêtre « DPT Tool » | 117 |
| 3.2.2. La fenêtre « Profil PDL » | 121 |
| 3.2.3. La fenêtre « Interprétation des résultats » | 122 |
| **3.3.**Les applications | 124 |
| 3.3.1. Application N°1 | 124 |
| 3.3.2. Application N°2 | 126 |
| 3.3.3. Application N°3 | 128 |
| 3.3.4. Application N°4 | 130 |
| **4. Conclusion** | 131 |
| | |
| **Chapitre VI : Conclusion générale** | |
| **Conclusion et recommandations** | 132 |

# Liste des figures


| Figures | Titre | Page |
|---|---|---|
| **II.1** | Schéma général d'un pénétromètre dynamique | 5 |
| **II.2** | Schéma d'une pointe débordante avec l'injection de la boue | 6 |
| **II.3** | Profil de pénétration dynamique | 7 |
| **II.4** | Vue schématique du pénétromètre standard | 10 |
| **II.5** | L'échantillonneur du pénétromètre standard | 11 |
| **II.6** | Schéma de principe du pénétromètre statique. | 15 |
| **II.7** | Schéma des pointes du pénétromètre statique | 16 |
| **II.8** | Le pressiomètre de MENARD | 19 |
| **II.9** | Les deux types de sondes pressiométriques Ménard | 20 |
| **II.10** | Contrôleur pression volume | 21 |
| **II.11** | Courbe d'expansion pressiométrique | 23 |
| **II.12** | profile pressiométrique | 24 |
| **II.13** | Schéma de principe de l'essai au scissomètre de chantier | 25 |
| **II.14** | Courbe d'essai type (scissomètre de chantier) | 26 |
| **II.15** | Schéma du Moulinet normalisé | 26 |
| **II.16** | Profil d'essai au scissomètre de chantier | 28 |
| **II.17** | Le dilatomètre plat | 30 |
| **II.18** | Vue schématique du principe de l'essai dilatométrique | 31 |
| **III.1** | Etats du sol sous une fondation | 36 |
| **III.2** | Calcul de la capacité portante à partir de N | 37 |
| **III.3** | Abaque de Terzaghi-Peck pour le calcul de $q_a$ | 38 |
| **III.4** | Courbe de surcroît de contrainte $\Delta q_a$ | 39 |
| **III.5** | Facteur de correction du nombre N | 40 |
| **III.6** | Mécanisme typique de rupture du sol sous une semelle continue | 46 |
| **III.7** | Similitude des isobares de contrainte entre une semelle continue (1) et le pressiomètre (2) | 47 |
| **III.8** | Schéma de réponse élastoplastique du sol sous une semelle continue | 48 |
| **III.9** | Linéarisation du profil pressiométrique dans un sol à caractéristique de faible variation | 49 |
| **III.10** | Valeurs de selon le DTU 13-12 | 52 |
| **III.11** | Schéma classique de rupture dans l'argile | 54 |
| **III.12** | Facteur correctif de la force portante d'une couche argileuse reposant sur un substratum rigide | 56 |
| **III.13** | Facteur correctif de portance d'un bicouche argileux pour $C_1 < C_2$ | 58 |
| **III.14** | Facteur correctif de portance d'un bicouche argileux pour $C_1 > C_2$ | 59 |
| **III.15** | Schéma d'équilibre du pieu sous un effort vertical | 69 |
| **III.16** | Schéma de calcul de la résistance en pointe | 72 |
| **III.17** | Méthode pratique de Schmertmann | 79 |
| **III.18** | Décomposition du terrain | 82 |
| **IV.1** | Pénétromètre dynamique Couard | 85 |
| **IV.2** | Cône dynamique avec injection de la boue | 86 |

| | | |
|---|---|---|
| **IV.3** | Comparaison entre la conduite des pieux et l'essai de pénétration dynamique (Saint-Martin) | **101** |
| **IV.4** | Comparaison entre la conduite des pieux et l'essai de pénétration-statique (Méry-sur-Oise) | **102** |
| **IV.5** | Comparaison entre la conduite des pieux et l'essai de pénétration-statique (Reims) | **104** |
| **V.1** | La fenêtre Nouveaux éléments | **110** |
| **V.2** | L'interface de développement | **111** |
| **V.3** | Les editeurs de texte et de fiche | **115** |
| **V.4** | La fenêtre DPT Tool | **117** |
| **V.5** | La barre de menu du DPT Tool | **118** |
| **V.6** | Tableau des paramètres | **118** |
| **V.7** | Tableau de calcul | **119** |
| **V.8** | Groupe « Type de PDL » | **119** |
| **V.9** | Fenêtre « Fiche Technique » | **120** |
| **V.10** | Fenêtre « Profil PDL ». | **121** |
| **V.11** | Fenêtre « Interprétation des résultats » | **122** |

**الملخص:**

يتمثل هذا العمل في إنجاز مذكرة نهاية الدراسات وقد كرس لتحليل اختبار الاختراق الديناميكي ذو المخروط: تحليل العلاقات وتصميم برنامج حساب، وهو ينقسم إلى أربعة أجزاء:

الجزء الأول من مشروعنا يتعلق بتحليل مختلف التجارب الميدانية في مجال الهندسة الجيوتقنية.

الجزء الثاني مخصص لتحليل قدرة الأرض على التحمل وحساب رصها باستعمال الاختبارات الميدانية.

الجزء الثالث وهو مخصص لدراسة اختبار الاختراق الديناميكي بصفة دقيقة.

ويخصص الجزء الرابع والأخير إلى وضع برنامج حسابي تمت برمجته بواسطة DELPHI، سمي "DPT TOOL".

## Résumé :

Ce mémoire de fin d'étude a été consacré à la Contribution de l'étude du pénétromètre dynamique au cône « Analyse des corrélations et élaboration d'un utilitaire de calcul », il est subdivisé en quatre parties :

La première partie de notre projet concerne l'analyse des différents essais in situ.

La deuxième partie est réservée à l'analyse de la capacité portante et des tassements par les essais in situ.

La troisième partie est réservée à l'essai de pénétration dynamique mais de façon approfondi. La quatrième et dernière partie est consacrée à l'élaboration d'un logiciel de calcul, qui est un programme en Delphi nommé « DPT Tool ».

## Abstract:

This dissertation study was devoted to the contribution of the study of dynamic cone penetrometer "Analysis of correlations and development of calculation software "; it is subdivided into four parts:

The first part of our project concerns the analysis of various in situ tests. The second part is the analysis of the bearing capacity and settlement by in situ tests. The third part is reserved for the dynamic penetration test but so detailed. The fourth and final part is devoted to the development of calculation software, which is a program in Delphi called "DPT Tool".

# Chapitre I :

## Introduction générale.

# Introduction générale :

La géotechnique est la compréhension du comportement des sols et des ouvrages et de leurs interactions. C'est l'ensemble des activités liées aux applications de la mécanique des sols, de la mécanique des roches et de la géologie.

La géotechnique étudie la partie supérieure terrestre sur laquelle notre action directe est possible, pour nous permettre de l'aménager ou de l'exploiter. Elle s'intéresse plus particulièrement aux techniques de génie civil, de bâtiment, des travaux publics et de l'hydraulique. Son domaine n'est donc pas fixé et s'agrandit en fonction de nos besoins et de nos progrès techniques. Ses applications en tous lieux sont innombrables, d'une très grande diversité : aménagements et protection de zones urbaines, industrielles, de voies de communication…, terrassements superficiels et souterrains, soutènements et fondations d'ouvrages de toutes sortes, extractions de matériaux de construction, d'eau souterraine…, pollutions, stockages de déchets…, en fait tout ce que l'on peut creuser, construire, exploiter ou rejeter à la surface de la terre.

Comme science, la géotechnique étudie la morphologie et le comportement du géomatériaux sous l'effet de phénomènes naturels ou induits qui entraînent son évolution dans l'espace et dans le temps.

Comme technique, la géotechnique étudie les géomatériaux d'un certain site pour l'adapter à un besoin spécifique, l'aménager et/ou y construire un certain ouvrage.

Les sols sont composés de grains solides, de vide et d'eau. Leurs caractéristiques sont souvent variables. Leurs comportements évoluent dans le temps et dépendent de l'ouvrage qui les sollicite (bâtiments, ponts, pylônes, barrages, tunnels...). Leur modélisation fait appel à la théorie complexe de la mécanique des milieux continus et plus spécifiquement la mécanique des sols. L'étude de leur comportement mécanique et hydraulique nécessite l'expertise d'ingénieurs et de techniciens hautement qualifiés en géotechnique. Il est donc indispensable que les équipes constructrices soient assistées d'un géotechnicien à toutes les étapes de l'avancement du projet.

L'interaction sol-structure est un problème de conception posé dans tous projet de construction aussi modeste soit-il. En fait, la construction d'un ouvrage modifie l'état initial des contraintes dans le massif du sol à cause des surcharges transmises par la fondation au sol. Ce dernier doit porter l'ouvrage sont lui causé des déformations préjudiciables a son bon fonctionnement, autrement dit, les pressions transmises au sol doivent être en deçà de sa capacité portante et les déformations correspondantes doivent en outre être admissible pour la structure de l'ouvrage.

La réalisation d'un ouvrage d'une certaine importance nécessite au préalable la reconnaissance du sol. Cette reconnaissance peut s'effectuer soit avec des essais in situ, soit avec des essais de laboratoire, soit avec les deux types d'essais.

Les essais in situ permettent d'obtenir des informations sur l'état du sol en place, Ils permettent ainsi de préciser l'organisation des différentes couches et déduire les paramètres mécaniques qu'on doit leur attribuer, afin de passer au calcul des ouvrages. De la qualité de ces essais dépend la justesse d'interprétation des résultats et de l'utilisation de l'outil informatique particulièrement les logiciels de calcul dépend la rapidité d'exécution des études. Dans ce contexte notre projet de fin d'étude est consacré à la contribution à l'étude du pénétromètre dynamique au cône « Analyse des corrélations et élaboration d'un utilitaire de calcul ». Pour ce faire, nous avons adopté une méthodologie que nous allons présenter succinctement :

La première partie de notre projet concerne l'analyse des différents essais in situ que nous avons illustrés par la récolte de plusieurs études établies par d'imminents chercheurs.

La deuxième partie est réservée à l'analyse de la capacité portante et des tassements par les essais in situ.

La troisième partie est réservée à l'essai de pénétration dynamique mais de façon approfondi que ce soit du point de vue interprétation de l'essai ou corrélations, en y injectant des théories récentes non encore vulgarisées et que l'on trouve uniquement chez certains chercheurs anglophones.

La quatrième et dernière partie est consacrée à l'élaboration d'un logiciel de calcul, c'est un programme en Delphi nommé « DPT Tool », il permet l'automatisation de l'essai de pénétration dynamique qui est d'une grande importance dans les études géotechniques. Ce logiciel permet à l'utilisateur de calculer la résistance en pointe dynamique à partir de la formule néerlandaise ; En plus du calcul de la résistance, ce logiciel permet le traçage du profil pénétrométrique et la détermination de la résistance dynamique moyenne de la zone utile sous la fondation.

# Chapitre II :

## Etude et analyse des différents essais in situ.

## 1. Introduction :

Parmi les techniques de reconnaissance des sols, les essais in situ permettent d'obtenir des informations sur l'état du sol en place, Ils permettent ainsi de préciser l'organisation des différentes couches et déduire les paramètres mécaniques qu'on doit leur attribuer, afin de passer au calcul des ouvrages. De la qualité de ces essais dépend la justesse d'interprétation des résultats.

Les essais en place (ou « in situ ») de la mécanique des sols les plus courants sont les essais réalisés au pénétromètre (statique ou dynamique y compris l'essai de pénétration au carottier dit SPT), et les essais au pressiomètre Ménard et au scissomètre de chantier.

Ce chapitre présente ces essais classiques (appareillage, modalités de mise en œuvre, interprétation des mesures). L'exploitation des résultats pour la reconnaissance des sols et le dimensionnement des ouvrages ne sera abordé que sommairement.

Il existe d'autres essais en place intéressants, mais ils sont d'une utilisation moins fréquente en raison de leur nouveauté, de leur caractère plus complexe ou de leur domaine d'intervention plus limité. On peut citer par exemple, le pressiomètre autoforeur, le pressio-pénétromètre, le pénétro-gamma-densimètre et le phicomètre.

On peut arbitrairement subdiviser les essais en place en deux grandes familles **[1]** :

- les essais qui donnent une **caractéristique de sol à la limite** (ou, si l'on veut, à «la rupture») ;
- les essais qui donnent en plus une **relation contraintes - déformations**.

Les pénétromètres statiques et dynamiques appartiennent à la première famille. Ils sont enfoncés dans le terrain soit à vitesse imposée soit sous l'effet de chocs répétés. Le sol sous la pointe est constamment dans un état limite puisque la pointe de l'appareil le poinçonne.

Le pressiomètre et le scissomètre appartiennent à la deuxième famille, car ils sollicitent le terrain depuis son état au repos jusqu'à une valeur limite.

Les pénétromètres ne permettent donc pas, par définition, de déterminer les caractéristiques de déformation du sol, sauf à procéder par corrélations. Avec le pressiomètre et le scissomètre, on peut par contre songer à mesurer des paramètres de déformabilité, utiles pour déterminer les tassements ou les déformations des ouvrages. Suivant les conditions de mise en œuvre des appareils et les conditions d'essai, on examinera l'intérêt et les limites de cette particularité.

# 2. Les essais in-situ :

## 2.1. L'essai de pénétration dynamique :

(NF P 94-114/115 / ASTM D6951/D6951M -09)

### 2.1.1. Généralités:

L'idée de la pénétration dynamique d'une tige munie d'un cône dans le sol est bien ancienne. Cet essai a été initialement conçu pour apprécier qualitativement la densité des sols pulvérulents dont il est quasi-impossible d'en extraire des échantillons intacts

D'autres sources indiquent que cet essai dérive de la technique de mise en œuvre des pilotis en bois pour la construction des cités aquatiques, depuis l'aube de l'histoire humaine.

La première expérience connue d'essai de pénétration dynamique remonte au 17$^{e}$ siècle en Allemagne. Depuis, plusieurs générations du pénétromètre dynamique se sont succédé avec une amélioration sensible apportée à l'appareil de base.

Actuellement, on compte plus de 60 pays, dont 20 en Europe, utilisant couramment l'essai DPT. Il existe environ une vingtaine de documents officiels réglementant cet essai, ce qui témoigne de son large étendue dans les projets géotechniques.

L'essai DPT est le plus simple et le moins coûteux des essais in-situ, ce qui explique qu'il est le plus utilisé dans la reconnaissance géotechnique du terrain. En outre, l'essai de pénétration dynamique est un outil de calcul des fondations, bien qu'il connaît dans ce domaine moins de succès que d'autres essais tels que le pressiomètre et le pénétromètre statique.

### 2.1.2. Equipements et procédures :

#### A- Le Pénétromètre dynamique :

Comme indiqué dans la **figure II.1**, un pénétromètre dynamique est un appareil composé essentiellement des éléments suivants :

- Le mouton sous forme d'une masse tombant en chute libre fixe et battant l'enclume du pénétromètre ;
- L'enclume qui transmet l'énergie de battage aux tiges ;
- Les tiges qui, à leur tour transmettant l'énergie à la pointe ;
- La pointe qui est caractérisée par son angle et son diamètre.

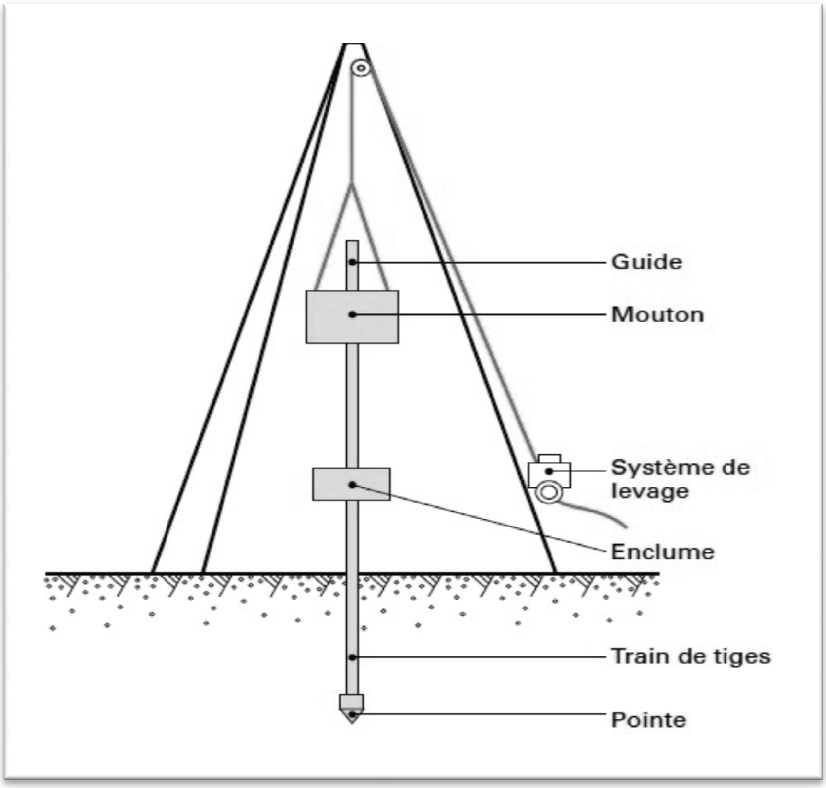



**Figure II.1 :** schéma général d'un pénétromètre dynamique

On distingue en général quatre catégories d'appareils :

- La première correspond au cas d'une pointe ayant un diamètre égal à celui des tiges. Le battage fait mobiliser une résistance en pointe ainsi qu'un frottement latéral le long des tiges. Ce type d'appareils est peu utilisé en pratique.
- La deuxième catégorie est celle d'une pointe débordante, c'est-à-dire ayant un diamètre supérieur à celui des tiges. La pénétration de la pointe crée un espace annulaire de vide entre le sol et la tige, ce qui permet de mesurer uniquement la résistance dynamique en pointe. A vrai dire, cette mesure est surestimée du fait d'éventuels éboulements ou serrages du matériau autour des tiges ce qui se traduit par une mobilisation du frottement latéral. Ce frottement est généralement négligeable devant la résistance en pointe **[5].**
- La troisième catégorie correspond au cas d'une pointe débordante et un tubage de revêtement. Après le battage de la pointe avec le train des tiges, un tubage ouvert et

extérieur aux tiges est battu, ce qui permet de séparer les mesures de la résistance en pointe de celui du frottement latéral.

- La quatrième catégorie d'appareillage comporte une pointe débordante et l'injection d'une boue de forage (bentonite en suspension dans de l'eau) dans l'espace annulaire entre la paroi du forage et le train de tiges **(figure II.2).** Il est possible d'injecter des boues de forage biodégradables et exploiter le sondage pénétrométrique pour des mesures piézométrique.

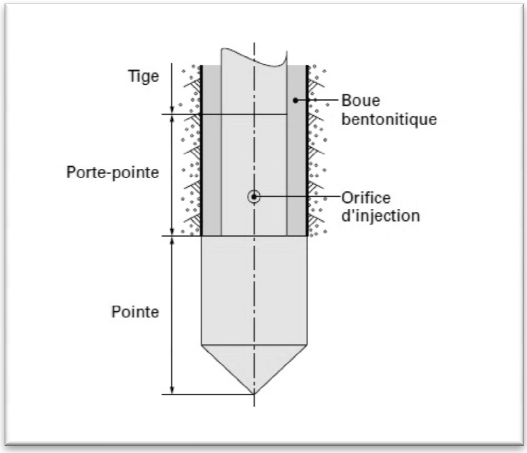



**Figure II.2 :** schéma d'une pointe débordante avec l'injection de la boue

## B- Principe de l'essai et utilisation des résultats :

L'essai consiste à battre un train de tiges finissant par une pointe conique dans le sol, à l'aide d'un mouton de masse **M** tombant d'une hauteur fixe **H** et de mesurer le nombre de coups $N_d$ nécessaire pour faire pénétrer la pointe sur une hauteur **h**.

L'essai est en général rapide, le comportement du sol est donc non drainé notamment dans le cas des sols fins saturés.

Le paramètre $N_d$ en soi même, n'a aucune signification du fait qu'il varie notamment avec l'intensité de l'énergie du battage, le rapport entre la masse du mouton et celle battue (enclume + tige + pointe + …), le diamètre de la pointe et son débordement.

Il importe alors de calculer d'une manière conventionnelle une résistance dynamique $q_d$ à la pénétration selon la formule suivante :

$$q_d = \frac{M.g.H}{S_p\ e}\ \frac{M}{M+M'} \qquad \text{(II.1)}$$

Où :

$M'$ : Masse totale des tiges, du guide et de l'enclume.

$M$ : Masse du mouton.

$H$ : Hauteur de chute du mouton.

$e$ : Pénétration pour un coup ($e = h/N_d$, $h$ ≈10 ou 20 cm est l'enfoncement de la pointe.

$g$ : Accélération de la gravité terrestre (10 m/s$^2$).

$S_p$ : Aire de la section droite du cône.

On obtient enfin un profil de pénétration dynamique. Il existe deux modes de représentation d'un profil de pénétration dynamique :

- soit on trace en fonction de la profondeur le nombre de coups $N_d$ nécessaire pour obtenir un enfoncement donné, en général 10 ou 20 cm ;
- soit on trace (**figure II.3**) en fonction de la profondeur la résistance de pointe dynamique $q_d$ calculée à l'aide de la formule du battage

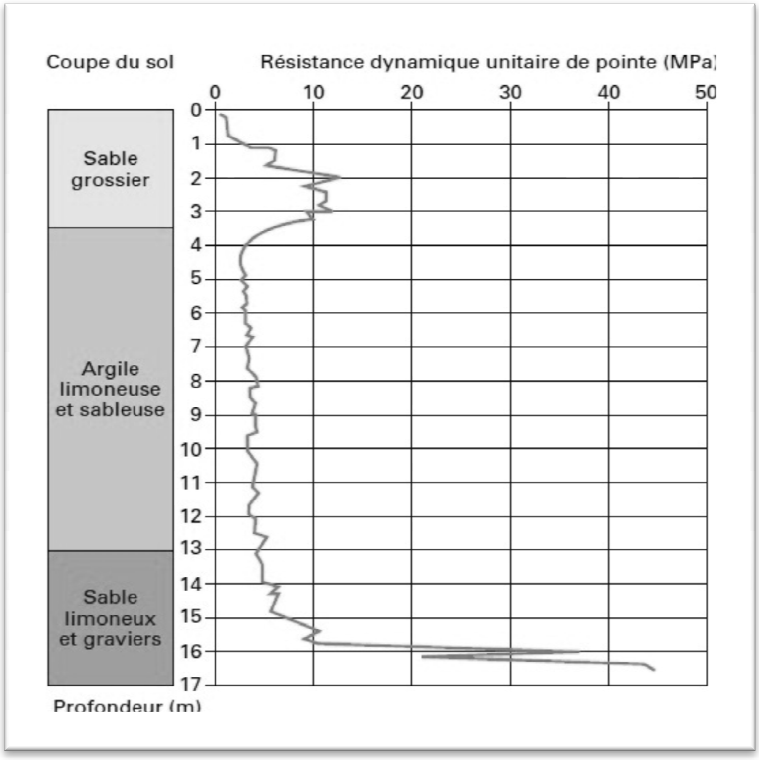



**Figure II.3 :** Profil de pénétration dynamique

### 2.1.3. Sols intéressés par l'essai DPT :

Le caractère simple de l'essai laisse à penser qu'il peut être réalisé dans n'importe quel terrain. Il faut noter que le battage d'une pointe dans un sol fin saturé se traduit par une forte résistance dynamique en pointe, due à l'absorption de la presque totalité de l'énergie de battage par l'eau interstitielle, ce qui fausse complètement l'interprétation de l'essai en donnant des valeurs fortement surestimées de la résistance en pointe. Il est ainsi recommandé d'orienter l'utilisation de l'essai DPT vers les milieux peu perméable non saturés.

En Russie, la réglementation est assez radicale en ce sens en interdisant absolument de réaliser un essai DPT dans une argile saturée. Selon Sanglerat, l'utilisation des pénétromètres dynamiques en milieu cohérent sous la nappe peut être très dangereuse **[3]**.

### 2.1.4. L'essai DPT en Algérie :

En Algérie, l'essai DPT est largement utilisé relativement aux autres essais in-situ à cause de sa facilité de réalisation, de sa simplicité mai aussi de sa capacité de couvrir une large gamme de sols étudiés. Les appareils les plus utilisés par les laboratoires géotechniques sont le BORRO – B2, le SERMES et le GeoTool. Le premier est généralement caractérisé par :

- masse du mouton = 63.5 Kg
- hauteur de chute = 50 cm
- enfoncement de référence = 20 cm
- diamètre des tiges = 45/32 cm
- diamètre du cône = 45 cm

## 2.2. Essai de pénétration standard SPT :

(NF P 94-116 / ASTM D 1586 / BS 1377-9 / NBR 6484)

### 2.2.1. Généralités :

Parmi les diverses méthodes d'investigations du sol actuellement pratiquées dans le monde entier, l'essai de pénétration standard (SPT) reste le plus populaire et le plus utilisé dans la technique des tests in situ. Principalement recommandé pour les sols granulaires et pour des conditions du sol dans lesquelles il est difficile d'échantillonner et de tester en laboratoire ou d'effectuer d'autres essais in situ, le SPT est utilisé pratiquement pour l'exploration préliminaire

dans n'importe quel état du sol. En outre, il fournit une évaluation des propriétés du sol, les paramètres de conception des fondations et du potentiel de liquéfaction.

L'essai est d'utilisation courante dans les pays anglo-saxons et notamment aux USA, où il a été mis au point dans les années 1930. Dans ces pays, il est connu sous le nom de Standard Pénétration Test (SPT) et a été standardisé en 1958 sous la désignation ASTM D 1586-58T.

Il est actuellement couvert par plusieurs organisations nationales et normes régionales (I.E Américaine ASTM D 1586 à 1599: 1999, Britannique BS 1377-9: 1990, Brésilienne NBR 6484: 2001, Eurocode 7: 1994) qui se sont pleinement conformés à la procédure internationale SIMSG test de référence (GCIC) publié en 1988 au 1$^{er}$ Symposium international sur les tests de pénétration (Decourt et al. 1988). Il a été normalisé en France en 1991 sous le nom d'essai de pénétration au carottier (NF P 94-116)

Cet essai consiste à enfoncer dans le terrain par battage un carottier de conception et de dimensions normalisées. On compte le nombre de coups de mouton nécessaires pour enfoncer le carottier sur une certaine profondeur. Une fois plein, le carottier est remonté à la surface, vidé de sa carotte puis redescendu au fond du forage. L'opération est répétée sur toute la hauteur du profil à tester.

### 2.2.2. Principe de l'essai :

L'essai SPT consiste à battre un train de tiges finissant par un carottier formé d'un tube échantillonneur fendu, à l'aide d'un marteau qui pèse 63,5 kg tombant d'une hauteur de 762 mm, ce qui donne un maximum d'énergie de 474 J ; et à mesurer le nombre de coups **N** nécessaire pour faire pénétrer le carottier de 300 mm **[1]**.

Durant le battage, on note trois enfoncements successifs :

- Après avoir descendu le carottier équipé du mouton et le laisser s'enfoncer sous le poids propre, il subit un essai préparatoire de mise en place par battage jusqu'à un enfoncement de 150 mm, dans le but d'éliminer la zone superficielle remaniée.
- L'essai proprement dit comporte le battage du carottier jusqu'à un enfoncement de 150mm, en comptant le nombre de coups $N_1$ nécessaire pour cela.
- Le battage continue en comptant le nombre $N_2$ nécessaire pour un autre enfoncement de 150 mm. Le nombre de coup N est la somme de $N_1$ et $N_2$, est appelé résistance à la pénétration. Le diamètre du forage doit être entre 63.5 et 150 mm. L'appareillage doit être muni d'un mécanisme de relâchement du mouton en chute libre sur une hauteur de 760 mm.

Si dans l'essai préparatoire, la pénétration de 150 mm ne peut être atteinte en 50 coups, celle-ci est considérée comme refus de pénétration est l'essai doit être arrêté.

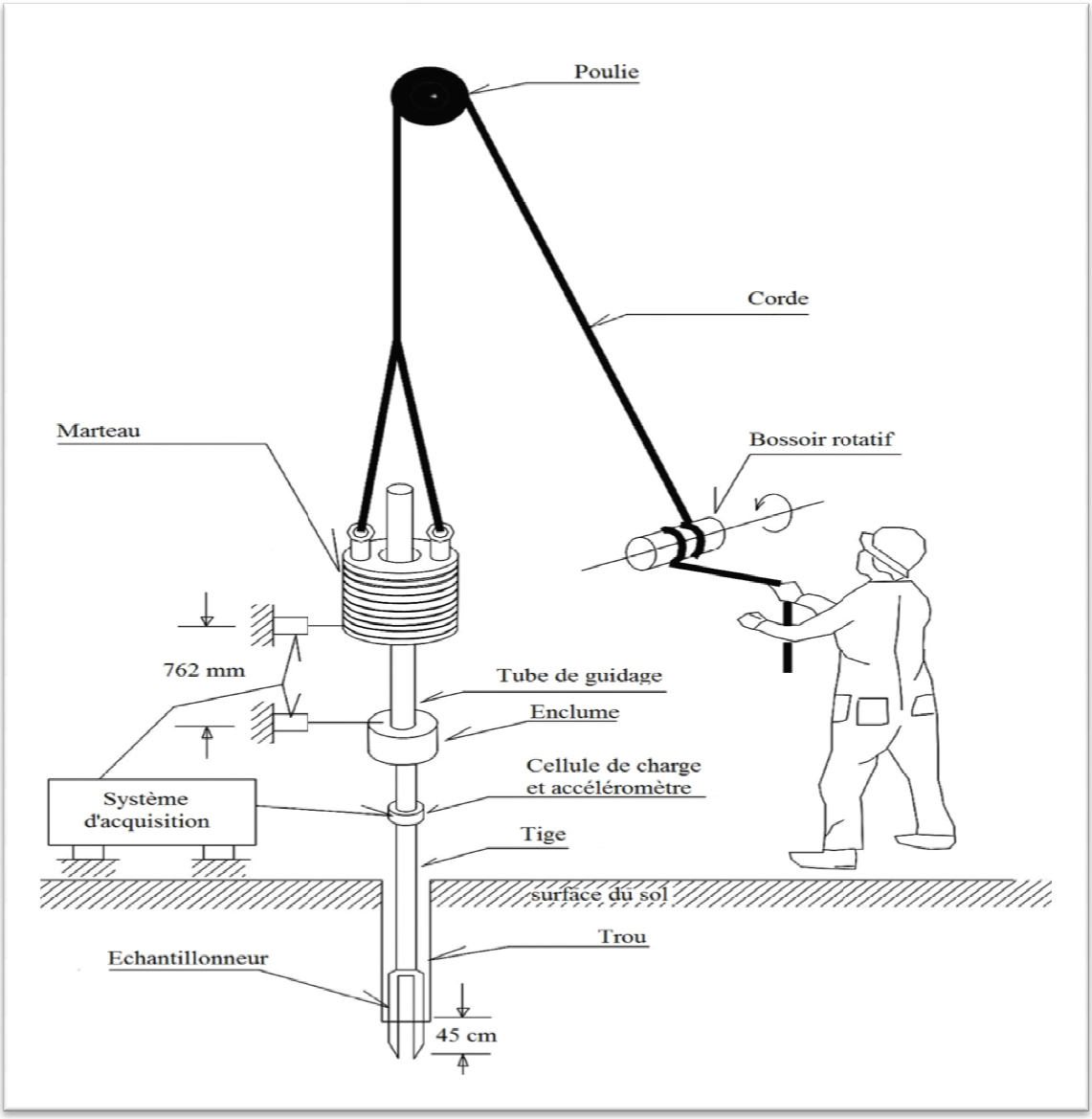



**Figure II.4**: Vue schématique du pénétromètre standard

En outre, si dans chaque opération d'enfoncement de 150 mm (essai préparatoire ou essai proprement dit), le nombre $N_1$ ou $N_2$ est supérieur à 50, l'essai doit être arrêté et l'enfoncement correspondant à 50 coups est noté comme refus. Enfin la vitesse de battage ne doit pas dépasser 30 coups par minute.

L'énergie maximale transmise à la tige peut être calculée comme suit:

$$E = \int_0^{\infty} F(t)\, V(t)\, dt \qquad (\text{II. } 2)$$

Où : F (t) et V (t) sont respectivement la force et la vitesse.

La gamme des dimensions acceptables pour l'échantillonneur est donnée dans la **figure II.5**

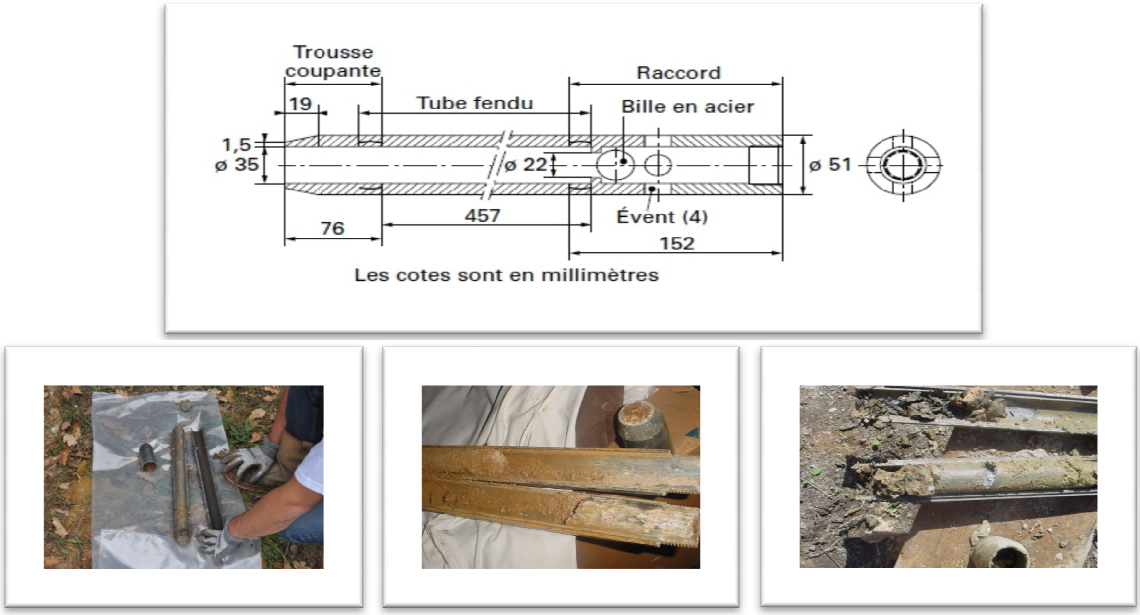



**Figure II.5 :** l'échantillonneur du pénétromètre standard

Une procédure supplémentaire a récemment été intégrée dans le SPT au Brésil. Cette nouvelle procédure consiste à fixer une clé dynamométrique sur les tiges de forage et de mesurer le couple maximal requis pour faire tourner l'échantillonneur à la fin de l'essai routier (Ranzini, 1988). Cette opération produit une autre mesure qui, en combinaison avec le nombre de comptage coup, est utile pour la caractérisation des sols.

### 2.2.3. Sols intéressés par le SPT :

L'essai SPT est bien adapté à l'investigation des sols pulvérulents ou essentiellement pulvérulents tels que les sables, graviers, les sables légèrement argileux ou limoneux.

Dans les sols argileux saturés, le battage du carottier se traduit par la mobilisation d'une forte résistance dynamique due à l'absorption de la presque totalité de l'énergie de battage par l'eau interstitielle, ce qui exige un nombre de coups élevé et fausse ainsi entièrement l'interprétation de l'essai pour l'étude de la résistance du sol **[3]**.

Le SPT est souvent considéré comme peu fiables pour les dépôts de gravier, parce que les particules de gravier peuvent être plus grandes que l'ouverture de l'échantillonneur de SPT.

Donc Pour les matériaux graveleux, il devient nécessaire d'utiliser des échantillonneurs avec des diamètres extérieurs plus grands que 140 mm.

## 2.2.4. Interprétation des résultats de l'essai SPT :

Les résultats sont présentés sous forme d'une courbe de variation de N en fonction de la profondeur. En outre, L'essai permet de fournir des échantillons de sol remaniés qui peuvent servir à la reconnaissance des horizons traversés et sur lesquels on peut pratiquer les essais d'identification classiques (granulométrie, limites d'Atterberg et teneur en eau).

Les essais SPT sont effectués assez intensivement et de manière empirique pour déterminer la portance des fondations superficielles ainsi que pour évaluer les risques de liquéfaction des sols en zone sismique.

Ils sont également utilisés, par le biais de corrélations, pour la détermination de la cohésion non drainée $C_u$ des argiles, de l'angle de frottement interne $\varphi$ et de l'indice de densité $I_D$ des sols purement frottant.

### A- Effet d'une nappe d'eau dans les sols pulvérulents :

Pour les sables fins ou limoneux sous la nappe d'eau, le battage peut subir à ce sol un comportement non drainé avec la reprise d'une part importante de l'énergie par l'eau. Cette dernière étant pratiquement incompressible, il faut ainsi un nombre élevé de coups pour réaliser l'enfoncement fixé, ce qui surestime l'état de densité du sol. C'est pour cela que Terzaghi et Peck conseillent que dans le cas où le nombre de coups mesurés Nm>15, il y'a lieu de faire un rabattement tel que :

$$N = 15 + \frac{\mathrm{Nm} - 15}{2} \qquad \text{(II. 3)}$$

**B- Effet de la profondeur :**

Tornbull et Kaugmann (1956) ont recommandé pour les faibles profondeurs de faire une correction due à l'effet des surcharges telle que :

$$N = \mathrm{Nm} + \frac{350}{70 + \boldsymbol{\sigma_{v0}}'} \qquad (\mathrm{II}.4)$$

Où :

$\boldsymbol{\sigma_{v0}}'$ est la contrainte verticale effective, elle est exprimée dans cette formule en KPa. Cette correction est à limiter pour des profondeurs telles que $\boldsymbol{\sigma_{v0}}' \leq 280$ KPa.

**C- Effet de la densité des sols pulvérulents :**

Le nombre de coups nécessaire à la pénétration du carottier d'une distance égale à 30 cm est en relation directe avec la compacité du sol, sa résistance mécanique et sa compressibilité. Schultze et Menzenbach (1961) suggèrent la formule suivante :

$$I_d = 17.11\ \frac{N^{0.478}}{{\sigma_{v0}}'^{0.262}} \qquad (\mathrm{II}.5)$$

$\sigma_{v0'}$ est exprimée, dans cette expression empirique, en $10^5$ Pa.

On cite, à ce titre, une autre relation empirique proposée par Bazarra (1967) pour évaluer l'indice des densités des sables :

$$I_d = \sqrt{\frac{N}{20.(1+\sigma_{v0'}/23.94)}} \quad \text{Pour } \sigma_{v0'} \leq 71.82 \text{ KPa.} \qquad (\mathrm{II}.6)$$

$$I_d = \sqrt{\frac{N}{20.(3.25+\sigma_{v0'}/95.76)}} \quad \text{Pour } \sigma_{v0'} \geq 71.82 \text{ KPa.} \qquad (\mathrm{II}.7)$$

**D- Estimation de l'angle de frottement des sols pulvérulents :**

Plusieurs travaux de recherche ont été menés pour étudier la corrélation de l'angle de frottement du pic et qui correspond au maximum de résistance au cisaillement, avec le nombre $N$ de l'essai SPT.

Meyerhof (1956) à suggéré d'estimer $\boldsymbol{\varphi}°$ pour les sables à partir de l'indice de densité $\mathbf{I_d}$

$\varphi° = 25 + 0.15\ x\ I_d$ si le pourcentage des éléments fins > 5% (II.8)

$\varphi° = 30 + 0.15\ x\ I_d$ dans le cas contraire. (II.9)

Dunham a recommandé la relation empirique suivante **[3]**:

$$\varphi° = (12.N)^{1/2} + 25 \qquad (II.10)$$

Osaki a plutôt recommandé que :

$$\varphi° = (20.N)^{1/2} + 15 \qquad (II.11)$$

## 2.3. Essai de pénétration statique (piezocône) :

(NF P 94-113 / ASTM D5778 / NBR 12069)

### 2.3.1. Généralités :

Les essais de pénétration de cône et de piezocône, généralement désignés sous le nom de CPT et CPTU respectivement, sont maintenant internationalement reconnus, le test est des plus largement utilisés. L'essai piezocône (CPTU) est un essai de pénétration de cône (CPT) avec la mesure supplémentaire de la pression interstitielle. L'essai du pénétromètre statique, ou CPT (Cone Penetration Test) est un test conçu pour déterminer la stratigraphie et les propriétés mécaniques d'un sol.

L'idée de l'essai revient à Buisman au laboratoire de Delft en 1932. Depuis, plusieurs générations du pénétromètre statique sont succédées avec une amélioration sensible apportée à l'appareil de base. Les premiers appareils étaient à transmission mécanique des efforts à la pointe à l'aide des tiges intérieures. Begemann (1953) introduisait un manchon de frottement latéral **[10]**.

Par la suite, aux années soixante, on assistait à la naissance des pénétromètres à pointe électrique.

Le premier pénétromètre véritablement opérationnel a été le pénétromètre hollandais dit pénétromètre Gouda, fabriqué dans la ville du même nom.

### 2.3.2. Equipements et procédures :

L'essai consiste à enfoncer verticalement dans le sol, sans choc, ni vibration, ni rotation, une tige de 30 à 100 mm de diamètre environ, finissant par une pointe conique habituellement de 10 $cm^2$, avec une vitesse constante de l'ordre de 20 mm/s et de mesurer l'effort nécessaire à l'enfoncement de la tige à une profondeur donnée **(figure II.6)**.

Pendant la pénétration, la résistance en pointe et le frottement latéral sont mesurés et éventuellement la pression interstitielle ***u*** (piezocône).

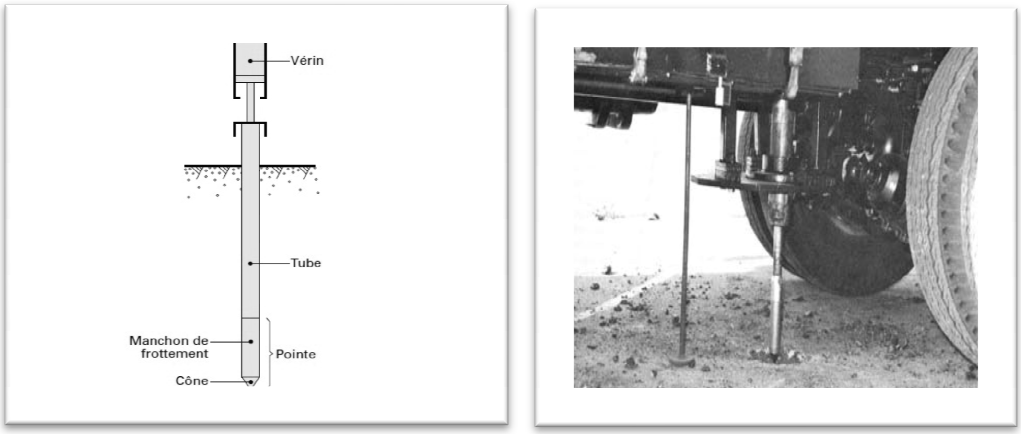



**Figure II.6 :** schéma de principe du pénétromètre statique.

On distingue en général deux catégories d'appareils :

**A. Le pénétromètre à cône fixe :**

Le cône est solidaire à la tige. Ainsi on mesure simultanément l'effort en pointe $Q_p$ et l'effort total de pénétration $Q_t$ de la tige.

L'effort de frottement latéral $Q_f$ est obtenu par différence des deux efforts :

$$Q_f = Q_t - Q_p \qquad (II.12)$$

Les mesures des efforts $Q_P$ et $Q_T$ sont continues et obtenues à l'aide de capteurs de force.

**B. Le pénétromètre à cône mobile :**

Le cône peut s'enfoncer alors que la tige est fixe. Au cours de l'essai, à une profondeur donnée, la tige reste fixe et la pointe descend seule de 4 cm environ. On mesure alors l'effort en pointe $Q_p$. Ensuite, l'ensemble tige et pointe est descendu sur une profondeur de 16 cm environ, ce qui permet de lire l'effort total $Q_t$.

L'effort de frottement latéral est obtenu par la différence des deux efforts mesurés.

Bien que les procédures de test soient déjà normalisées, il existe quelques différences entre les équipements, qui peuvent être classées en trois catégories:

• **le cône mécanique :** qui est caractérisé par la mesure sur la surface, par l'intermédiaire du transfert mécanique des tiges, de la poussée nécessaire pour pousser le cône dans le sol ;

• **le cône électrique :** où l'adaptation des capteurs de pression permet la mesure de la résistance du bout du cône $Q_p$ et la résistance de frottement de douille $Q_f$ directement sur le cône ;

• **le piezocône** : qui permet le contrôle continu des pressions interstitielles $u$ produites pendant l'essai, en plus des mesures électriques de $Q_p$ et de $Q_f$.

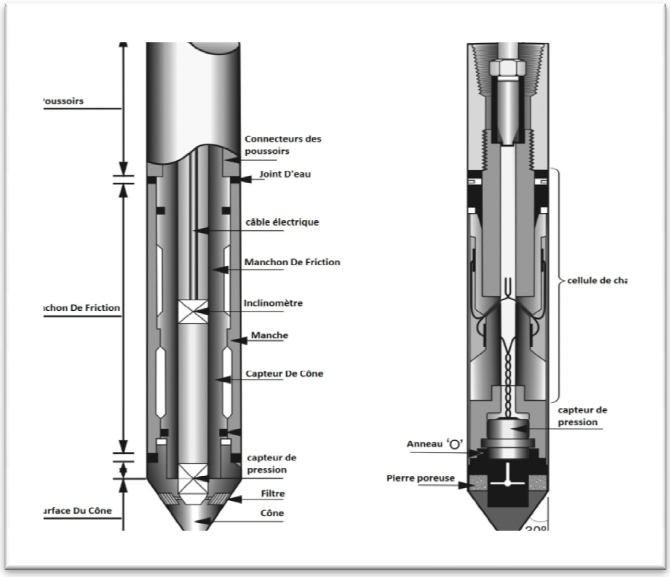



**Figure II.7 :** schéma des pointes du pénétromètre statique

Par définition, la résistance de pointe statique $q_c$ est le quotient de l'effort de pointe par la section droite Ac de la base du cône, soit :

$$q_c = \frac{Qc}{Ac} \qquad \text{(II. 13)}$$

## 2.3.3. Domaine d'utilisation et interprétation quantitative :

La profondeur d'investigation n'est théoriquement limitée que par la capacité de réaction disponible pour enfoncer le système dans le terrain, sous réserve qu'aucun flambement des tiges ne se manifeste lors du fonçage. Cependant, il arrive fréquemment que la pénétration soit arrêtée par des blocs erratiques ou sur des bancs intercalaires durs, même de faible épaisseur. Pour les essais à grande profondeur (plus de 50 m), la mise en place d'un inclinomètre dans la pointe est recommandée afin de s'assurer qu'aucune déviation intempestive du train de tiges ne se manifeste.

La représentativité de l'essai, notamment de la résistance de pointe, est limitée par la dimension des éléments qui constituent le terrain. La norme indique que l'essai n'est interprétable que si le sol ne comporte pas d'éléments de dimension supérieure à 20 mm.

L'interprétation des essais au pénétromètre statique est faite surtout à partir de la résistance de la pointe $q_c$.

L'effort total de fonçage $Q_t$ ne fournit qu'une indication purement qualitative. En particulier, l'effort de frottement latéral $Q_f = Q_t - Q_p$ n'est pas une valeur représentative d'un sol, puisqu'elle représente l'intégration du frottement latéral sur toute la longueur du tube, dans des couches aux propriétés mécaniques différentes et pour des degrés de serrage sur le tube variables.

Les pénétromètres sont particulièrement intéressants pour la reconnaissance préliminaire des sites, sous réserve que l'on n'obtienne pas un refus prématuré de la pointe sur des couches dures de surface ou sur des blocs erratiques.

Pour effectuer une interprétation quantitative de l'essai, il est nécessaire de s'assurer au préalable que l'appareil qui a été utilisé est bien conforme aux prescriptions de la norme et que les précautions opératoires ont été respectées.

A l'origine, une interprétation analytique de l'essai a été tentée et on a proposé des méthodes visant à déterminer les paramètres de cisaillement et de compressibilité du sol à partir de la résistance de pointe $q_c$.

Pour les sols cohérents, on admet que la cohésion non drainée $C_u$ peut être déduite de $q_c$ par la relation :

$$C_u = \frac{q_c - q_0}{N_c} \qquad \text{(II. 14)}$$

Où $q_0$ est la pression totale verticale due au poids des terres à la profondeur correspondant à $q_c$ et $N_c$ un coefficient sans dimension dépendant de $\varphi$.

Pour la détermination de l'angle de frottement interne $\varphi$ des sols pulvérulents, de nombreux auteurs ont proposé des formules basées sur une relation de la forme :

$$q_c = \gamma\, z\, Nq + q_0 \qquad \text{(II. 15)}$$

Dans cette relation, $\gamma$ est le poids volumique du sol, $z$ la profondeur et $N_q$ le facteur de portance de profondeur, fonction de $\varphi$ uniquement.

L'utilisation principale de la résistance de pointe $q_c$ concerne la détermination de la portance $K_c$ des fondations superficielles ou profondes à partir de relations empiriques de la forme :

$$q_l = q_0 + K_c\,(q_c - q_0) \qquad \text{(II. 16)}$$

Où $q_l$ est la résistance limite du terrain sous la base de la fondation, semelle ou pieu.

## 2.4. Essai pressiométrique:

(NF P 94-110-1/110-2 / ASTM D 4719 / EN ISO 22476-4)

### 2.4.1. Généralités:

L'essai pressiométrique consiste à réaliser l'expansion horizontale d'une sonde cylindrique dans un forage à une profondeur donnée, sous des contraintes radiales jusqu'à la rupture du sol. Il permet d'obtenir une relation entre les contraintes appliquées et les déplacements horizontaux du forage, ce qui présente un grand avantage par rapport à d'autres essais in-situ, du fait qu'il permet l'analyse du comportement du sol aussi bien en petits déplacements qu'à la rupture.

Les premières tentatives de réalisation d'essais d'expansion cylindrique dans les sols en place ont été réalisées par Kögler en 1934, mais n'ont pas abouti. C'est Louis Ménard, en 1957, qui a repris et développé cet essai en mettant au point un appareil nommé pressiomètre. Le mérite de louis Ménard est d'être le pionnier de la théorie pressionmétrique qui a donnée une impulsion à la mécanique des sols, notamment dans les domaines du calcul des fondations et d'étude des lois de comportement du sol. Par la suite, Beguelin et Jezequel (1967) ont mis au point le pressiometre autoforeur (PAF) qui permet la réalisation d'un forage intact avant de faire l'essai pressiometrique, ce qui ouvre des perspectives intéressantes pour l'étude du comportement du sol, notamment dans les milieux marins.

### 2.4.2. Equipements et procédures :

Comme indiqué dans la **figure II.8**, le pressiomètre est composé d'une sonde et une unité de commande « contrôleur pression-volume », en abrégé CPV. Ces deux parties sont reliées par des tubulures semi-rigides de plastique.

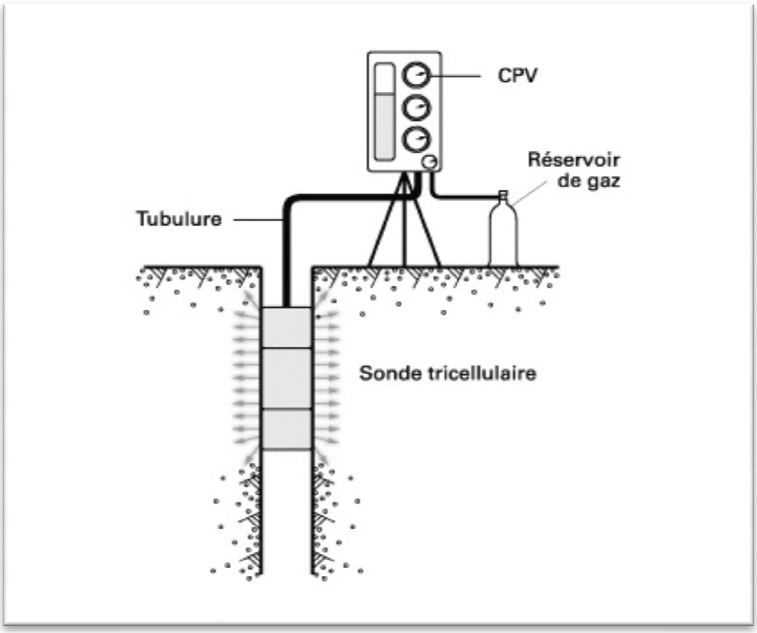



**Figure II.8 :** le pressiomètre de MENARD

## A- Sonde pressiométriques :

Elle se compose de trois cellules indépendantes, montées autour d'une âme métallique :

- la cellule centrale, dite cellule de mesure, qui contient de l'eau et dont la mise en pression en cours d'essai provoque la variation de volume ;
- les cellules de garde, qui contiennent du gaz et qui encadrent la cellule de mesure ; la mise en pression des cellules de garde en cours d'essai est réalisée simultanément à celle de la cellule de mesure, de manière à maintenir la forme globalement cylindrique de la sonde ; ainsi, la déformation de la cellule de mesure est uniquement radiale et l'essai pressiométrique est un essai en déformation plane.

D'après leur conception technologique, on distingue deux principaux types de sondes, qui sont **(figure II.9)** :

— les sondes à cellules superposées, connues commercialement sous le nom de sondes E ;

— les sondes à cellules emboîtées, connues commercialement sous le nom de sondes G.

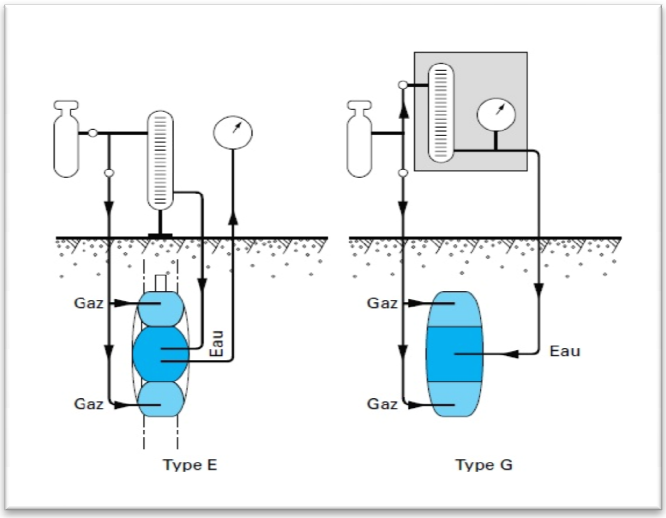



**Figure II.9 :** Les deux types de sondes pressiométriques Ménard

Les sondes de type E sont recommandées pour les essais dans les sols mous à moyenne consistance. Les sondes de type G, d'un montage plus facile que les précédentes, sont utilisées dans les sols raides. En raison de leur conception (la membrane constituant les cellules de garde enveloppe la cellule de mesure), elles imposent à l'opérateur la prise de dispositions particulières lors de l'expansion, car la pression dans la cellule centrale doit toujours être supérieure à celle qui règne dans les cellules de garde.

## B- Contrôleur pression-volume ou CPV :

C'est le dispositif qui permet de dilater la sonde et de mesurer les pressions et les volumes d'eau injectés (**figure II.10**). Il est placé à la surface du sol auprès du forage pressiométrique et se compose d'un boîtier, posé sur un trépied. Il comprend une réserve de gaz sous pression (air ou azote) qui, après détente par un manodétendeur, pousse sur une colonne d'eau vers la cellule de mesure par l'intermédiaire des tubulures de liaison.

La mesure de la pression est effectuée à l'aide d'un manomètre (ou d'une batterie de manomètres de différentes capacités). La mesure du volume est obtenue par la lecture de l'abaissement du niveau de la colonne d'eau devant un indicateur gradué au centimètre cube près, appelé volumètre. Certains CPV peuvent en outre être équipés de dispositifs d'enregistrement automatique des paramètres d'essais et de stockage des données pour interprétation ultérieure. Ces enregistreurs,

dont l'usage est recommandé, sont également équipés d'une petite imprimante qui permet, sur site, de visualiser certains résultats d'essai.




**Figure II.10 :** Contrôleur pression volume

## 2.4.3. Exécution de l'essai :

La sonde est mise en place soit par réalisation d'un forage à l'aide d'outils adaptés au sol, soit par fonçage ou battage de la sonde pressiométrique, protégée par un tube lanterné, jusqu'à la profondeur désirée. La réalisation du forage pressiométrique dépend de la nature du sol, de son état et de la présence éventuelle d'une nappe d'eau.

Une foi le forage terminé, la sonde préalablement étalonnée est descendue dans le forage à la cote prévue pour l'essai, puis elle est mise en pression par l'opérateur par paliers de pression d'incréments égaux, maintenus chacun pendant une minute. Pour chaque palier de pression, l'opérateur note la quantité d'eau qui quitte le CPV, au bout de 15 s, 30 s et 1 min. Cette quantité d'eau est utilisée à la fois pour déformer le terrain (c'est le phénomène que l'on veut mesurer) et pour compenser les effets parasites dus à la dilatation de l'ensemble des conduits du pressiomètre et à la compressibilité de l'eau du système.

Le mode opératoire impose que la pression limite du sol soit atteinte au bout de dix paliers de pression (environ). Cela implique que l'opérateur connaisse a priori cette valeur. Il la déduit en pratique des informations sur le terrain obtenues lors de la mise en place de la sonde et de son

expérience. Une fois la pression limite atteinte (ou les capacités maximales de pression de l'appareil mobilisées), la sonde est dégonflée et déplacée à la nouvelle cote d'essai dans le forage, et ainsi de suite jusqu'à la profondeur maximale fixée.

### 2.4.4. Présentation des résultats :

Les résultats expérimentaux relevés par l'opérateur ou enregistrés sont interprétés soit « manuellement », soit le plus souvent par ordinateur ; Dans ce dernier cas, le programme calcule la courbe corrigée qu'il présente à l'écran et sur imprimante puis les caractéristiques pressiométriques tels que le module pressiométrique $E_M$, la pression limite pressiométriques $p_l$, la pression de fluage $p_f$ et la pression de contact avec le terrain $p_0$.

Les valeurs de la pression lues au manomètre et du volume lues au CPV sont corrigées en utilisant les résultats de l'étalonnage de la sonde avant l'essai. L'étalonnage de la sonde à l'air libre a pour l'objectif de déterminer la résistance propre de la membrane de la sonde.

L'étalonnage de la sonde dans un tube rigide pour empêcher le gonflement de la sonde est nécessaire pour déterminer la perte du volume injecté due à la dilatation des tuyaux et aux connexions

La pression corrigée et le volume corrigé sont déterminés comme suit :

$$P_{corrigée} = P_{lue} + \gamma_{eau} h - f(V_{lue}) \qquad \text{(II. 17)}$$

$$V_{corrigée} = V_{lue} - a.p \qquad \text{(II. 18)}$$

Avec :

$\gamma_{eau}$**:** Poids volumique de l'eau injectée, égal à 10 $kN/m3$,

$h$**:** Hauteur entre la sonde et le CPV,

$f(V_{lue})$**:** Pression corrigée, déterminé par l'étalonnage de la sonde à l'air libre,

$a$**:** Coefficient de compressibilité, déterminé par l'étalonnage dans un tube rigide.

On obtient enfin une courbe nette appelée courbe pressiométrique $V = f(P)$ , $V$ étant le volume de la cavité cylindrique après 1 minute d'application du palier de pression, et $P$ est la pression radiale nette appliquée sur les parois. Cette courbe a l'allure typique représentée à **la figure II.11**.

Elle est composée en général, lorsque l'essai est correctement fait, de trois parties **[1]**:

- partie initiale curviligne correspondant à la mise en pression de la sonde et le début du contacte de la sonde de mesure avec les parois du forage,
- partie pratiquement linéaire dans laquelle le volume du forage est proportionnel à la pression appliquée, et qui marque la phase pseudo-élastique du sol, où la relation contrainte-déformation est linéaire. A partir de la pente de cette droite, on calcule **le module pressiométrique** (ou module de Ménard), noté $E_m$, comme suit :

$$E_m = 2(1+\nu)\left[V_0 + \left(\frac{V_B - V_A}{2}\right)\right]\frac{dp}{dV} \qquad (II.19)$$

$V_0$ : est le volume initial de la sonde, $\nu$ est le coefficient de poisson. **($P_0$, $V_0$)** et **($P_1$, $P_2$)** sont respectivement les points du début et de fin de la phase pseudo-élastique. La fin de cette phase correspond à une pression dite **pression de fluage Pf.**

- Partie curviligne convexe tendant vers une asymptote verticale dite pression limite et notée Pl. elle caractérise la phase de grands déplacements du forage ou la rupture du sol ; conventionnellement, la pression limite correspond à un volume du forage double du volume initial.

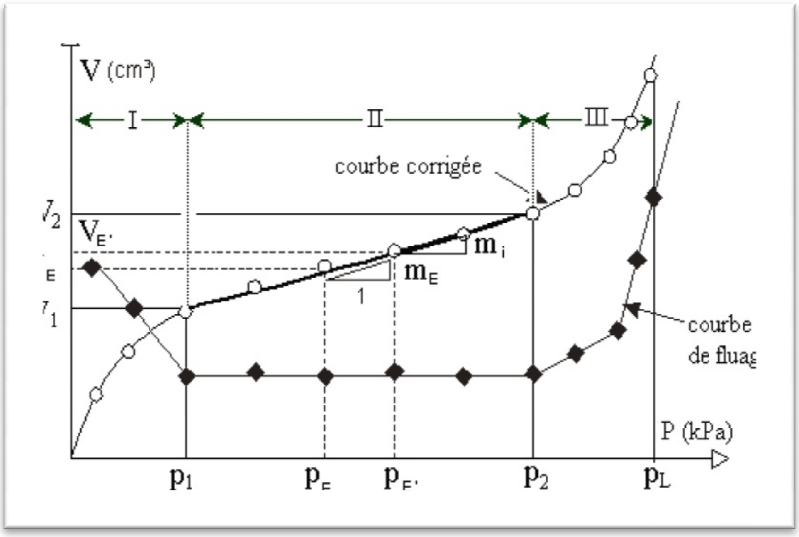



**Figure II.11 :** Courbe d'expansion pressiométrique

Les valeurs de ***Pl*** et **EM** déterminées sur un forage sont ensuite présentées sur un profil en fonction de la profondeur **Z**. Ce profil est appelé profil pressiométrique.

En plus des caractéristiques pressiométriques, ce profil indique la nature des sols rencontrés ainsi que le niveau éventuel de la nappe d'eau souterraine, ces informations étant obtenues lors du forage préalable nécessaire à la mise en œuvre de la sonde. L'outil de forage utilisé est également indiqué. Un exemple des caractéristique pressiométriques est illustré à la **figure II.12.**

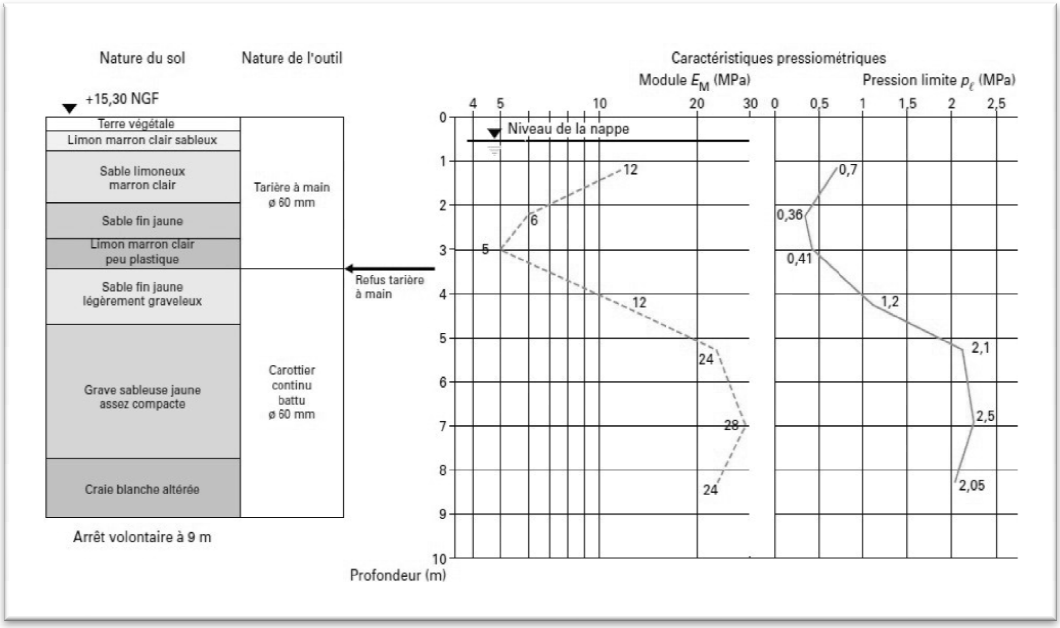



**Figure II.12 :** profile pressiométrique

## 2.5. Essai au scissomètre :

(NF P 94-112/ ASTM D 2573-01/ British BS 1377-90 / Brazilian NBR 3122-89)

### 2.5.1. Généralités:

L'essai au scissomètre permet de mesurer en place la résistance au cisaillement des sols fins.

Sur le plan historique, l'idée de l'essai revient à 1919 en Suède, développé par John Olsson (en Flodin et Broms, 1981). Plusieurs améliorations ont été faites dans les années 1940 donnant à l'essai les caractéristiques de base adopté aujourd'hui.

Ils peuvent également être utilisés dans les sols fins tels que les limons, tourbes organiques, géomatériaux où une prévision de la résistance au cisaillement est requise.

La méthode n'est pas applicable au sable, gravier et d'autres sols très perméables, qui peuvent permettre un drainage partiel à des taux de cisaillement standards.

L'assai scissomètre de chantier se compose d'un moulinet comprenant généralement quatre lames rectangulaires fixés à des angles de 90 °, qui sont enfoncés dans le sol à une profondeur désirée, suivie par la mesure du couple nécessaire pour produire une rotation des pales et donc le cisaillement du sol.

## 2.5.2. Equipements et procédures :

Le principe de l'essai est représenté sur la **figure II.13** : un moulinet d'acier à quatre pales est foncé dans le terrain (sans avant-trou) par l'intermédiaire d'un train de tubes. La profondeur retenue pour l'essai étant atteinte, l'appareil est immobilisé pendant un court instant puis le moulinet est entraîné en rotation depuis la surface par l'intermédiaire de tiges placées à l'intérieur du train de tubes.

Cette rotation provoque le cisaillement du sol au voisinage des pales et une surface de cisaillement se développe à l'interface entre le cylindre de sol entraîné par le moulinet et le massif de sol en place. La surface cisaillée est pour l'essentiel constituée par la surface latérale du cylindre, mais comprend également les deux surfaces horizontales d'extrémité.

Durant la rotation du moulinet, on mesure simultanément le moment de torsion T nécessaire en fonction de la rotation q appliquée

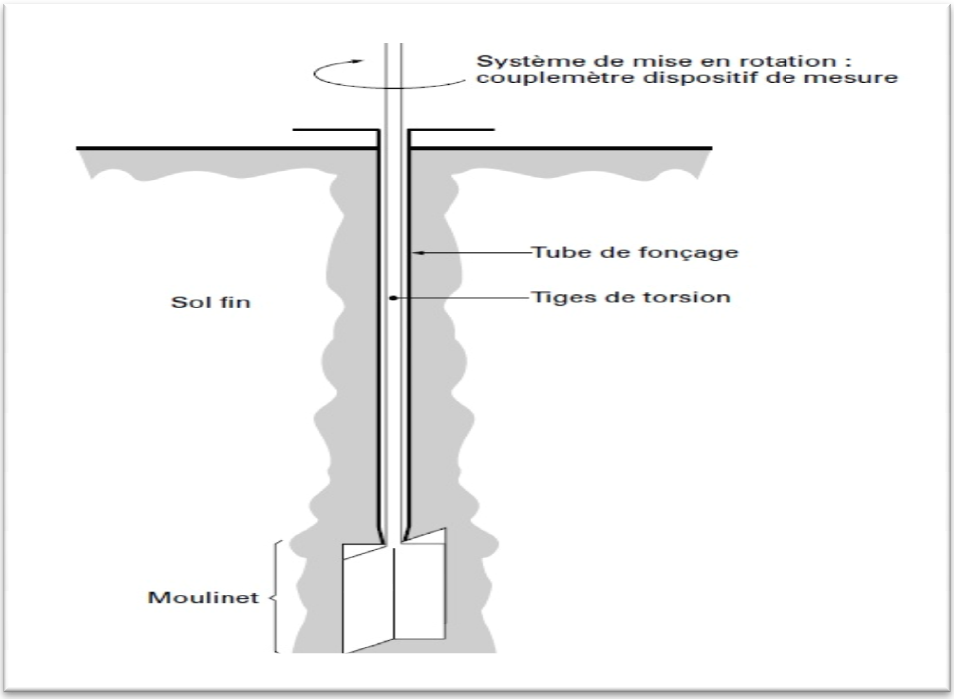



**Figure II.13 :** Schéma de principe de l'essai au scissomètre de chantier

On obtient une courbe dont l'allure est indiquée sur la **figure II.14** Le couple de torsion **T** est directement relié à la résistance au cisaillement du sol t par la relation :

$$T = K\tau \qquad (II.20)$$

Où: ***K*** est un coefficient fonction de la géométrie du moulinet.

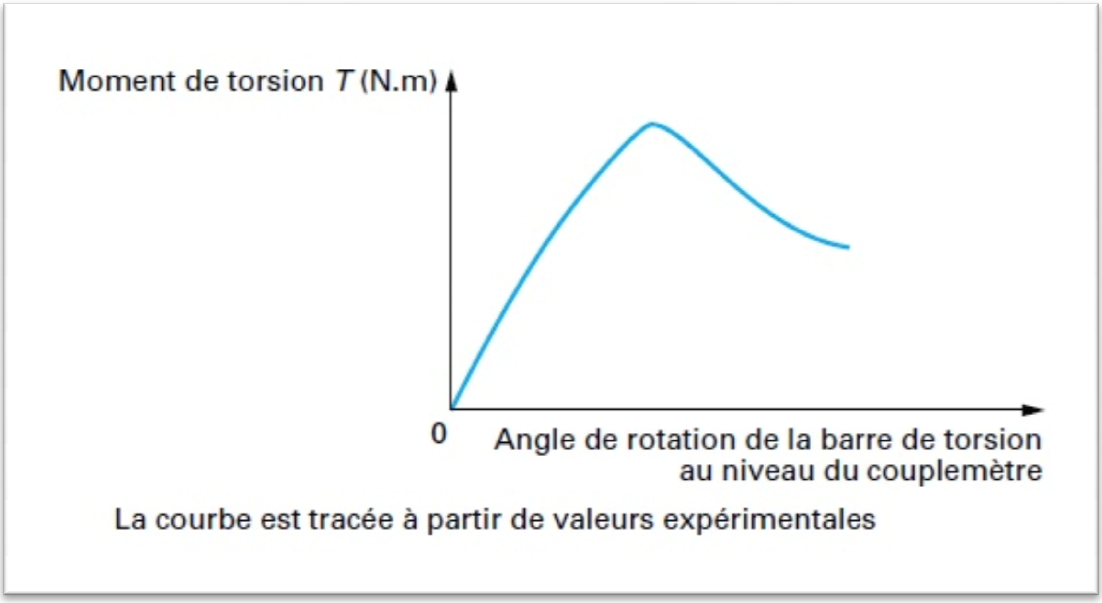
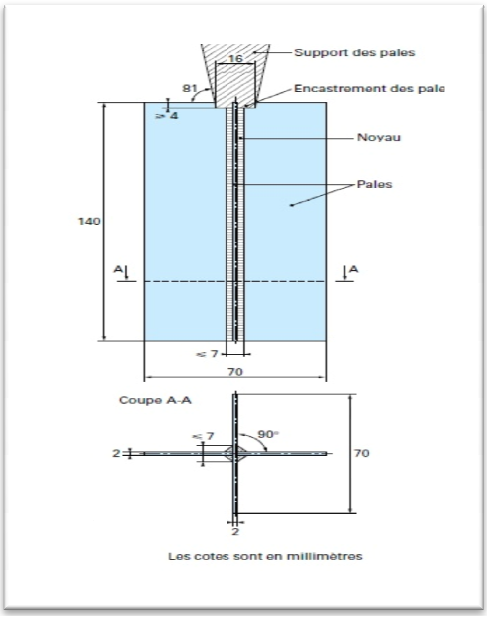



**Figure II.14 :** Courbe d'essai type (scissomètre de chantier)

## A- Appareillage :

L'appareillage comporte trois parties principales : le moulinet, un train de tubes creux pour foncer le moulinet dans le sol et de tiges intérieures pour l'entraîner en rotation, puis un dispositif de surface générant les efforts nécessaires et permettant la mesure du couple de torsion.

- **Moulinet :** il est constitué essentiellement de quatre pales rigides en acier, planes et rectangulaires, soudées à 90° sur un axe appelé noyau **(figure II.15).**




a du Moulinet normalisé

- **Train de tubes et de tiges :** le moulinet est enfoncé dans le terrain par l'intermédiaire d'un train de tubes. Il est entraîné en rotation par un train de tiges rigides placées à l'intérieur du train de tubes. Afin de limiter les frottements parasites lors de l'essai, ce train de tiges est maintenu par des bagues, qui s'appuient sur l'intérieur des tubes. L'opérateur doit vérifier avant chaque sondage que ce système fonctionne correctement, c'est-à-dire sans frottement excessif.
- **Dispositif de surface :** il comporte deux parties distinctes :
  - un bâti ancré (figure 20) ou parfois lesté, qui permet de mobiliser la réaction de fonçage, et un système de vérin pour exercer cet effort de fonçage ;
  - un couplemètre, système nécessaire pour exercer et mesurer le couple de torsion et entraîner en rotation le moulinet par l'intermédiaire du train de tiges.

### B- Déroulement de l'essai et présentation des résultats :

La mise en place du moulinet au niveau d'essai doit s'effectuer par fonçage sans choc, ni vibrations, ni rotation et à vitesse modérée. L'essai doit être réalisé dès que le moulinet a atteint la côte requise.

Pendant l'essai, l'opérateur impose au couplemètre une rotation d'environ 18° par minute en procédant à une mesure du couple toutes les 10 s environ. Une fois franchi le couple maximal, la rotation est poursuivie pendant environ une minute. À l'issue de cette opération, le moulinet est enfoncé jusqu'à la côte d'essai suivante, située à au moins 0,5 m de la précédente.

Les résultats sont présentés sous forme d'un profil qui donne les différentes valeurs de la cohésion en fonction de la profondeur (**figure II.16**).

## 2.5.3. Interprétation de l'essai :

Dans sa forme la plus générale, la résistance au cisaillement $\boldsymbol{\tau}$ d'un sol s'écrit :

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \qquad (II.21)$$

La détermination de $\boldsymbol{c}$ (cohésion) et de $\boldsymbol{\varphi}$ (angle de frottement interne) nécessite la connaissance de $\boldsymbol{\sigma}$, contrainte normale sur le plan de rupture, c'est-à-dire, dans le cas présent, la connaissance de la pression horizontale des terres sur la surface latérale du cylindre circonscrit au moulinet et de la pression verticale sur les deux surfaces de base de ce cylindre.

En pratique, ces pressions ne sont jamais connues. Il s'ensuit que l'essai au scissomètre n'est interprétable que dans un cas particulier, très important, qui est celui de la sollicitation non drainée dans un sol saturé. L'angle de frottement interne est alors nul et l'équation précédente se réduit à :

$$\tau = c = S_u \qquad \text{(II. 22)}$$

Où, suivant la terminologie en vigueur, $S_u$ est la cohésion non drainée, dite parfois cohésion scissométrique.

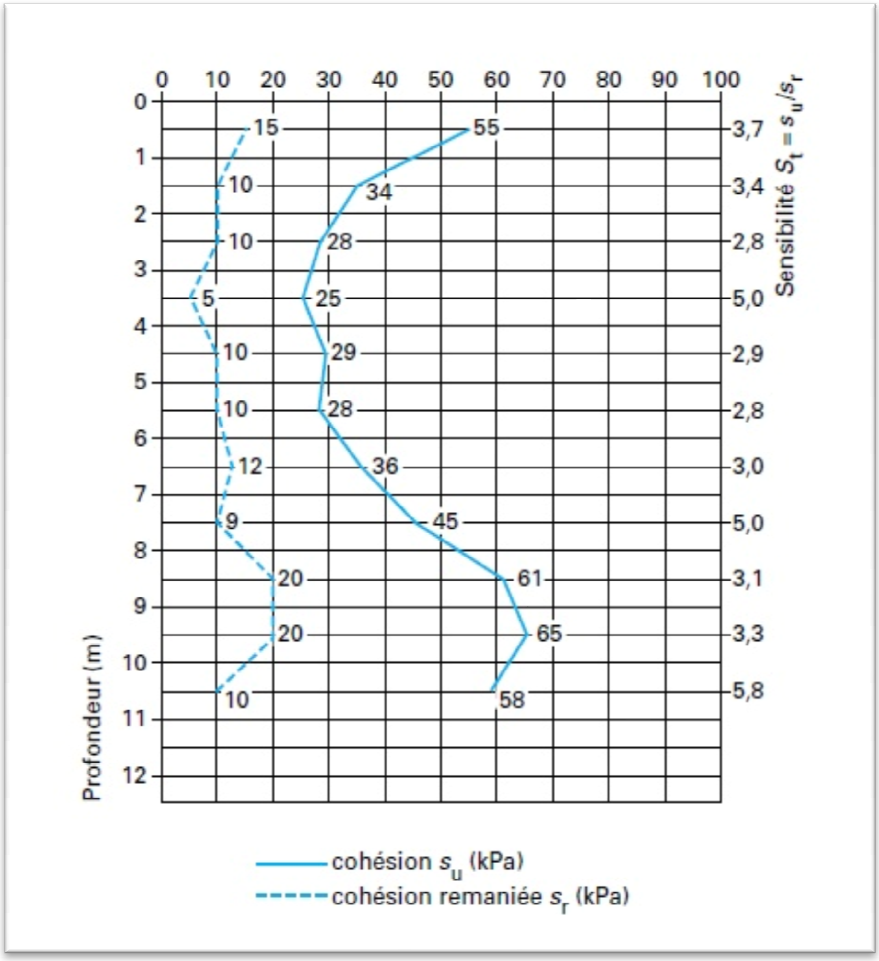



**Figure II.16 :** Profil d'essai au scissomètre de chantier

Pour être interprétable, l'essai au scissomètre doit donc être réalisé dans un sol saturé faiblement perméable de manière à ce que, pour une durée d'essai raisonnable, la sollicitation soit non drainée.

Il faut en outre que l'appareil puisse être enfoncé dans le terrain, ce qui implique en plus que celui-ci soit relativement mou.

Ces conditions réunies font que le domaine d'action du scissomètre de chantier est limité aux sols fins cohérents (argiles, limons et vases) de raideur limitée.

En pratique, on admet que l'essai ne peut être réalisé que dans des sols dont la cohésion est inférieure à 0,1 MPa.

## 2.6. Essai au dilatomètre plat:

### 2.6.1. Généralités:

Les essais au dilatomètre sont des essais de chargement in situ réalisés par expansion d'une cavité cylindrique. Les contraintes sont exercées sur les parois du cylindre, en contact avec le terrain en place. L'objectif est d'obtenir une relation caractéristique (effort-déformation) du milieu environnant **[10]**.

Le DMT a été développé en Italie par Silvano Marchetti en 1980. D'un point de vue historique, le DMT a été conçu pour mettre en place un module d'exploitation fiable pour le problème de pieux chargés latéralement (Marchetti, 2006).

Plus tard, l'interprétation des résultats des tests a été étendue pour fournir des mesures in situ de la rigidité, la résistance et l'histoire des contraintes du sol

Des évaluations complètes de l'état du DMT dans la recherche et la pratique ont été faites par Lunne et al. (1989) Lutenegger (1988) et Marchetti (1997)

### 2.6.2. Equipements Utilisés :

Comme indiqué sur la **figure II.17** le dilatomètre est constitué essentiellement d'une unité de commande, une lame équipée d'une membrane de 6 cm de diamètre sur une face, d'un poussoir et un réservoir de gaz qui peut agir à la face intérieure de la membrane.

Le dilatomètre de Marchetti utilise des mesures de pression en provenance d'une lame en inox enfoncée verticalement dans le sol avec une vitesse d'enfoncement étant de l'ordre de 20mm/s.



**Figure II.17 :** Le dilatomètre plat

## 2.6.3. Principe de l'essai et utilisation des résultats :

Le principe repose sur le gonflement d'une membrane placée dans la lame par l'intermédiaire d'un gaz (nitrogène). Deux mesures sont enregistrées : la première au moment du contact de la membrane avec le sol, notée $\mathbf{p_0}$ et la deuxième après un déplacement du centre de la membrane de 1.1 mm dans le sol (**figure II.18**). A partir de ces deux mesures, trois indices sont calculés pour obtenir une stratigraphie du sol, des estimations des contraintes latérales au repos et du module élastique.

On commence par enfoncer la lame à vitesse constante de 1 à 2cm/s puis, tous les 10 à 20cm, on arrête la pénétration et on procède à un essai. Celui-ci consiste à mesurer :

- la pression de décollage de la membrane $P_0$
- la pression de déplacement de 1mm $P_1$

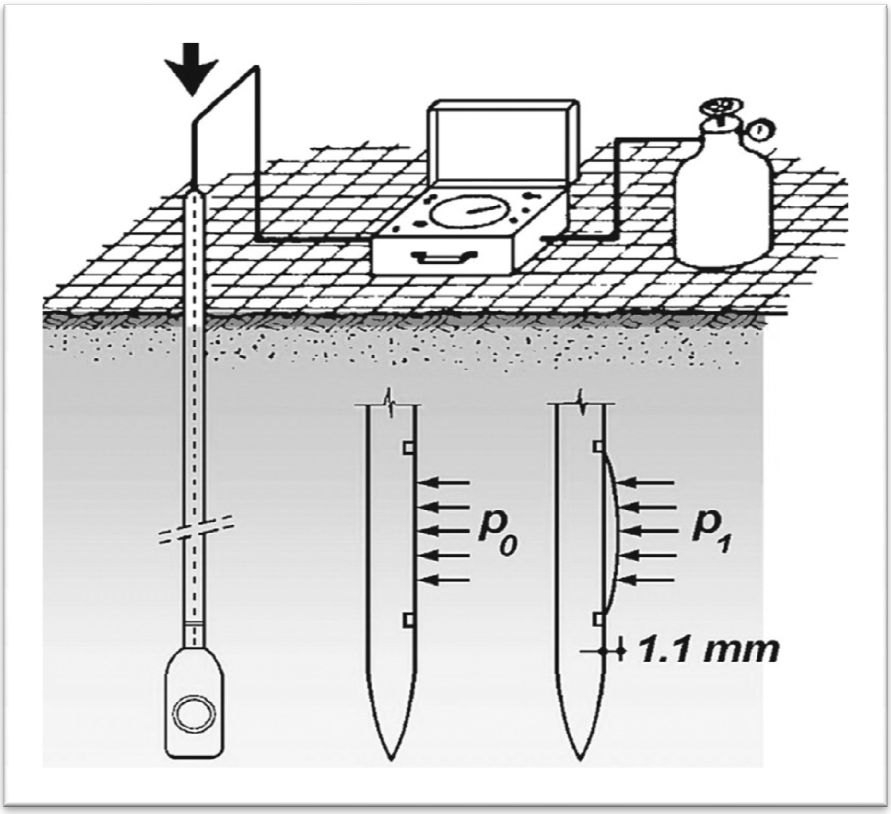



**Figure II.18 :** vue schématique du principe de l'essai dilatométrique

Ceci permet le calcul de trois indices,

**L'indice de matériau $I_D$ :** Permettant d'apprécier la nature du sol

$$I_D = \frac{P_1 - P_0}{P_0 - U_0} \qquad \text{(II. 23)}$$

$I_D$ = 0,6 pour les argiles

$I_D$ = 0,6 à 1,8 pour les limons

$I_D$ = 1,8 pour les sables

**L'indice de pression latérale:** permettant d'apprécier le degré de sur-consolidation **OCR** et le coefficient de pression neutre $\mathbf{K_0}$

$$K_D = \frac{P_0 - U_0}{\sigma'_{v0}} \qquad \text{(II. 24)}$$

$$OCR = (0.5\,K_D)^{1.56} \qquad \text{(II. 25)}$$

$$K_0 = \left(\frac{K_D}{1.5}\right)^{0.47} - 0.6 \qquad \text{(II. 26)}$$

$$E_D = \frac{E}{1-\nu^2} = (34.7 \text{ à } 38.2).\Delta P \qquad \text{(II. 27)}$$

Des corrélations avec le module œdométrique $\boldsymbol{E_0}$ et la cohésion non drainée $\boldsymbol{C_u}$ sont mentionnées par Marchetti (1980).

$$I_D > 3 \; et \; E_0 = (0.5 + 2log_{10}\,K_D).E_D \qquad \text{(II. 28)}$$

Pour les limons et les sables limoneux :

$$0.6 < ID < 3.0 \text{ et } E_0 = \{[0.14 + 0.15(I_D - 0.6)](1 - log_{10}\,K_D) + 2.34log_{10}\,K_D\}E_D \qquad \text{(II. 29)}$$

Pour les argiles :

$$ID < 0.6 \text{ et } E_0 = (0.14 + 2.36log_{10}\,K_D).E_D \qquad \text{(II. 30)}$$

Pour les limons argileux et les argiles :

$$C_u = \lfloor 0.22(0.5K_D)^{1.25} \rfloor . \sigma'_{v0} \qquad \text{(II. 31)}$$

Le dilatomètre Marchetti présente une particularité qui, selon les cas, est une qualité ou un défaut : ses mesures sont anisotropes et valables dans le sens perpendiculaire au plan de la lame. Une utilisation intéressante est la mesure des propriétés du sol autour des pieux de compactage tels que les pieux-colonnes ballastés.

## 3. Conclusion :

Parmi les essais cités dans ce chapitre, quatre essais sont d'une utilisation courante en Algérie : L'essai pressiométrique, l'essai de pénétration statique, celui de la pénétration dynamique et l'essai de pénétration standard.

Les essais de pénétration et les essais pressiométriques sont à recommander pour la reconnaissance des sols en vue du dimensionnement des fondations. À des degrés divers ils permettent de chiffrer les propriétés des sols en place et, par suite, soit d'orienter l'étude au stade de l'avant-projet, soit de dimensionner définitivement les fondations.

En règle générale, ils conduisent à des dimensionnements plus proches de la réalité que ceux déduits des essais classiques en laboratoire.

# Chapitre III :

## Analyse de la capacité portante et des tassements par les essais in situ.

## 1. Introduction:

Lors du dimensionnement d'une fondation, deux éléments importants sont à considérer : la capacité portante et le tassement. L'ingénieur géotechnicien devra se préoccuper dans un premier temps de la capacité portante du sol, c'est-à-dire s'assurer que les couches du sol support sont en mesure de supporter la charge transmise par la fondation. Le cas échéant, il devra alors vérifier que le tassement du sol- qui est la déformation verticale du sol à la surface - reste dans les limites admissibles.

Certains essais "in situ" sont utilisés pour le calcul des fondations superficielles et profondes ainsi que pour la détermination des tassements. Ces calculs résultent de certaines analogies que l'on peut établir entre le comportement d'un sol lors d'un essai "in situ" et le comportement du même sol vis à vis des sollicitations d'une fondation.

La capacité portante d'une fondation est un problème traditionnel de la mécanique des sols qui a suscité d'importants travaux de recherche. Il existe une diversité d'approches de calcul, dont les plus courantes sont :

- Méthode empiriques basées sur la corrélation entre les résultats d'essais in-situ tels que le CPT, le SPT, le DPT …etc.
- Méthode pressiométrique, proposée par Ménard (1962) et basée sur l'analogie entre le champ de contraintes sous une fondation superficielle et celui autour de la sonde pressiométrique.
- Méthode des éléments finis, formant la base de logiciel de calcul géotechnique par éléments finis.
- Méthode de superposition des effets basée sur la théorie de poussée/butée du sol sur un écran, Terzaghi (1943), Mayerhof (1951) et d'autre.

Le tassement d'un ouvrage est un problème d'interaction sol-fondation. Il s'agit couramment de l'action de la fondation sur le sol, par le biais des surcharges qui lui sont transmises. Le tassement de la fondation est en général la résultante de trois composantes :

- Le tassement instantané $S_i$, il est prépondérant dans les sols pulvérulents.
- Le tassement causé par une consolidation primaire du sol $S_c$, il est prépondérant dans les sols fins saturés.

- Le tassement causé par une consolidation secondaire ou fluage $S_f$ dans laquelle la déformation du sol évolue lentement sous des contraintes effectives constantes dans le temps, ce tassement est prépondérant dans les sols organiques ou mous saturés.

## 2. Généralité 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 continue.

### 2.1. Fondation superficielle et fondation profonde :

Lors du poinçonnement, on peut distinguer au-dessous et autour de la fondation, trois domaines **[4]**:

- Un domaine plastique à proximité immédiate de la base,
- Un domaine pseudo-élastique tout autour du précédent,
- Enfin un domaine rigoureusement élastique s'étendant jusqu'à l'infini.

Selon la profondeur **D** de la fondation, les domaines pseudo-élastiques et plastiques sont susceptibles d'atteindre le terrain naturel et pour un sol rigoureusement homogène, les valeurs de la force portante seront très différentes, indépendamment de tout phénomène de frottement.

Soient $Ds$ et $Dc$ les distances de la base de la fondation aux points d'interaction du corps de fondation avec les lignes limites des domaines plastiques et pseudo-élastiques (**figure.III.1**)

- Si $D < Ds$, le domaine plastique recoupe le terrain naturel :
  C'est ce que nous appellerons une fondation superficielle. En pratique on considéra comme fondation superficielle, toute fondation telle que $D/B \leq 4$.
- Si $Ds < D < Dc$, le domaine pseudo-élastique recoupe le terrain naturel : c'est la fondation semi-profonde.

- Si $D > Dc$ aucune des deux zones n'atteint le terrain naturel et phénomènes de rupture sont localisés au voisinage de la base de la fondation sans aucune manifestation extérieure. Le volume du terrain déplacé lors du poinçonnement est absorbé par les déformations pseudo-élastiques jusqu'à l'infini : c'est la fondation profonde.

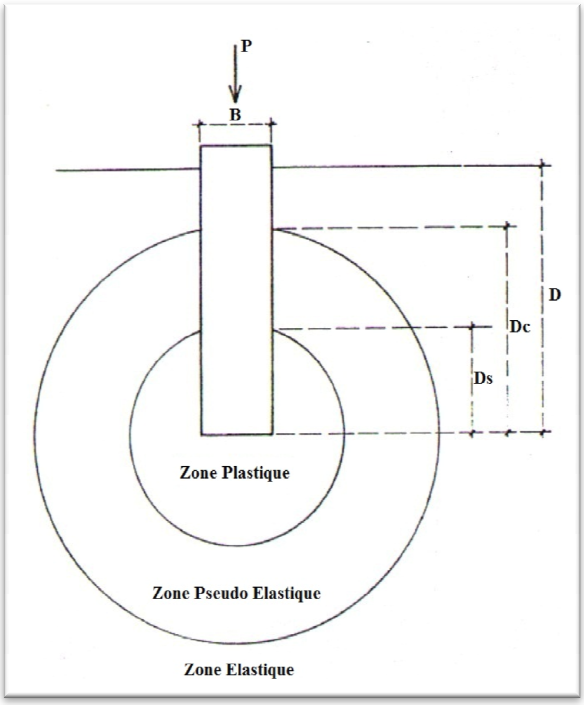



**Figure III.1 :** Etats du sol sous une fondation

## 3. Capacité portante des fondations superficielles:

### 3.1. Pénétromètre standard SPT :

Les méthodes de calcul de la capacité portante relèvent de l'empirisme pur et résultent du cumul de l'expérience de calcul des fondations à partir de cet essai. C'est ce qui explique la diversité des approches de calcul recommandées dans la littérature.

On se propose dans ce qui suit de faire une revue des différentes méthodes de dimensionnement, qui sont d'ailleurs orientées vers un exemple réel.

### 3.1.1. Méthode indirecte de Peck :

La pression verticale ultime est donnée par :

$$q_1 = \gamma . D . N_q + \gamma . B . \frac{N_\gamma}{2} \qquad \text{(III. 1)}$$

Remarquons qu'il existe une certaine différence entre les valeurs de $N_\gamma$ et $N_q$ données par Peck et celles couramment utilisées en Algérie et qui sont d'ailleurs issus du DTU13-12.

Une telle différence est d'origine théorique et réside dans la définition du mécanisme de rupture sous la fondation.

Pour rendre l'abaque plus commode, on a procédé au calcul du terme adimensionnel $q_1/\gamma B$ en fonction du nombre N de l'essai SPT pour différente valeurs de l'élancement D/B. **la figure III.2** conduit ainsi à un calcul pratique de la pression verticale ultime, ainsi que de la contrainte admissible on divisant la première par un facteur de sécurité, souvent pris égal à 3.

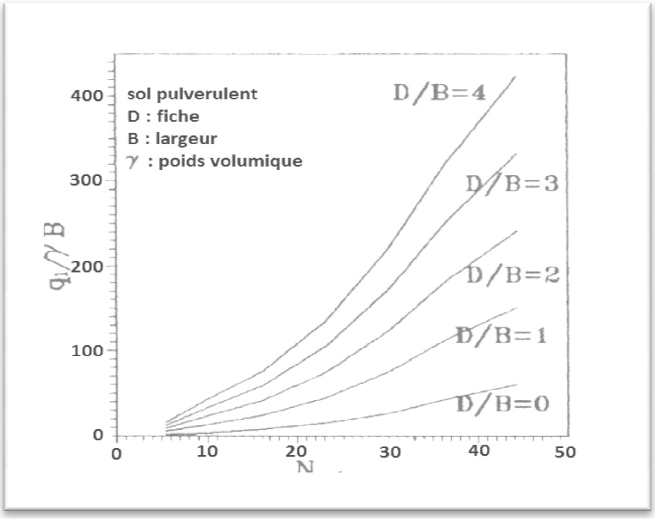



**Figure III.2 :** Calcul de la capacité portante à partir de N

Il s'agit en fait d'une méthode de calcul indirecte basée sur la théorie classique de la capacité portante. Cette méthode a été adoptée par le règlement français DTU 13-12, et recommandée par le guide Véritas (1995). En général, on obtient une sous estimation du $q_l$, ce qui est sécuritaire. Ceci vient du fait que cette théorie repose sur le principe de superposition des effets qui, comme l'a montré E. Absi **[3]**, donne une solution par défaut dans le cas d'un état d'équilibre limite de sol.

### 3.1.2. Méthode empirique de Terzaghi & Peck :

Terzaghi et Peck, suite à l'analyse d'un grand nombre d'essais aux états unis, ont présenté une méthode empirique d'évaluation directe de la contrainte admissible $q_a$, avec un facteur de sécurité égal à 3. L'abaque de **la figure III.3** donne $q_a$ dans le cas où la fondation est posée en surface ou dans le cas où il n'y a pas de surcharge latérale. A cette contrainte est ajouté un surcroît $\Delta q_a$ . Ces auteurs recommandent que lorsque la nappe d'eau se situe à une distance de la base de la fondation inférieure à B, ou si le terrain est immergé, il y'a lieu de diviser $q_a$ *et* $\Delta q_a$ par 2.

Les calculs de capacité portante du sol et de son tassement sont traditionnellement séparés en supposant implicitement que la compressibilité du sol n'a pas d'influence sur la portance. Ceci est valable pour un sol raide. Par contre, si le sol est compressible, il est nécessaire de limiter les tassements lors de l'évaluation de la capacité portante. Terzaghi recommande d'ailleurs d'utiliser des caractéristique mécaniques réduites, à savoir $2.C/3$ et $2.\varphi/3$ pour le calcul de $q_l$ dans un sol compressible.

A partir de l'essai SPT, Terzaghi et Peck ont proposé de tenir compte des tassements dans l'évaluation de la capacité portante. En effet, ils ont établi un abaque donnant $q_a$ tel que le tassement soit inférieur à 25 mm. S'il y'a une nappe d'eau se trouvant en deçà de B de la base, où si le terrain est immergé, il y'a lieu de diviser $q_a$ par 2. En cas d'un encastrement de la fondation, il faut ajouter $\Delta q_a$ de **la figure III.4**.

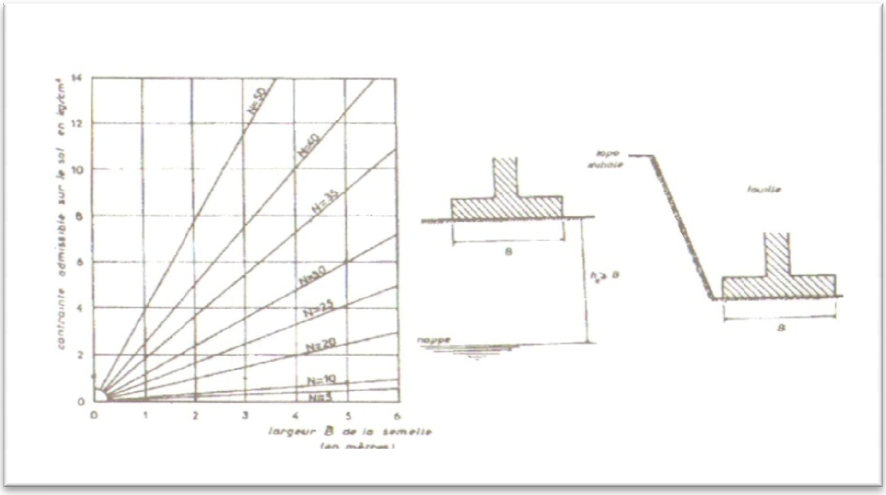



**Figure III.3 :** abaque de Terzaghi-Peck pour le calcul de $q_a$

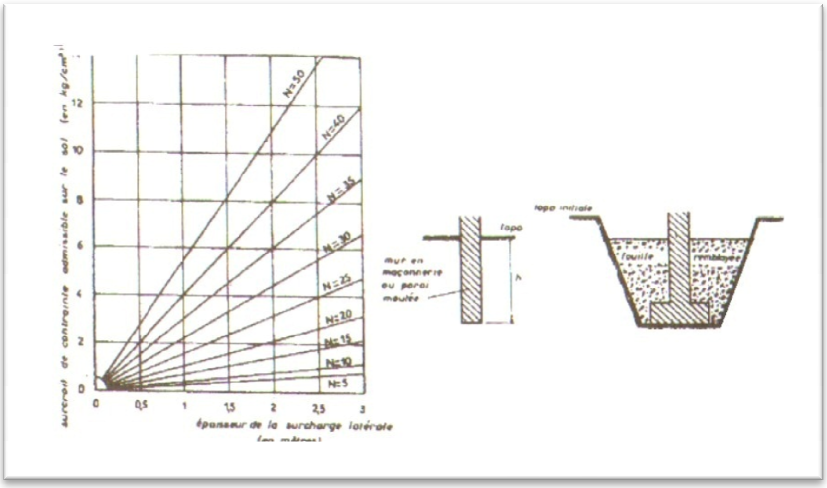



**Figure III.4 :** courbe de surcroît de contrainte $\Delta q_a$

## 3.1.3. Méthode empirique de Meyerhof :

Meyerhof (1956) a suggéré la formule suivante pour le calcul de la contrainte admissible sous une semelle fichée dans le sable :

$q_a = 12.N.K_d$ (KPa) si B <1.2 m. (III. 2)

$q_a = 12.N.K_d(1 + 0.3/B)^2$ (KPa) si $B \geq 1.2\ m$ (III. 3)

$K_d$ Est le facteur de profondeur. Il est évalué comme suit :

$K_d = 1 + \frac{0.33xD}{B}$ $si\ D/B < 1$ (III. 4)

$K_d = 1.3$ $si\ D/B > 1$ (III. 5)

## 3.1.4. Méthode empirique de Peck et al (1974) :

La méthode de Peck et al (1974) est basée sur des abaques donnant $q_a$ en fonction de la largeur B, pour différentes valeurs de N. Le nombre N à introduire dans les abaques corresponds a une profondeur où la contrainte due au poids des terres, soit $\sigma_{v0}$, est égale à 100 KPa environ (5 m de profondeurs, environ). Si le nombre N correspond à d'autres profondeurs, il doit être corrigé par le facteur $C_N$ qui varie entre 0.45 et 2.0, comme le montre **la figure III.5**.

La contrainte admissible ainsi calculée à partir des méthodes de Meyerhof et de Peck et al, correspond à des tassements absolus limités à 25 mm. En cas où la nappe d'eau atteint le niveau de la base de la fondation, il faut diviser $q_a$ par 2.

La norme canadienne CFEM-85 pour le calcul de fondations superficielles recommande les deux dernières méthodes de calcul de dimensionnement à partir de l'essai SPT.

Il est à remarquer que l'ensemble des méthodes présentées ne précise pas la forme de la fondation ni comment définir la valeur N caractérisant le sol sous la fondation.

## 3.2. Pénétromètre statique CPT :

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.

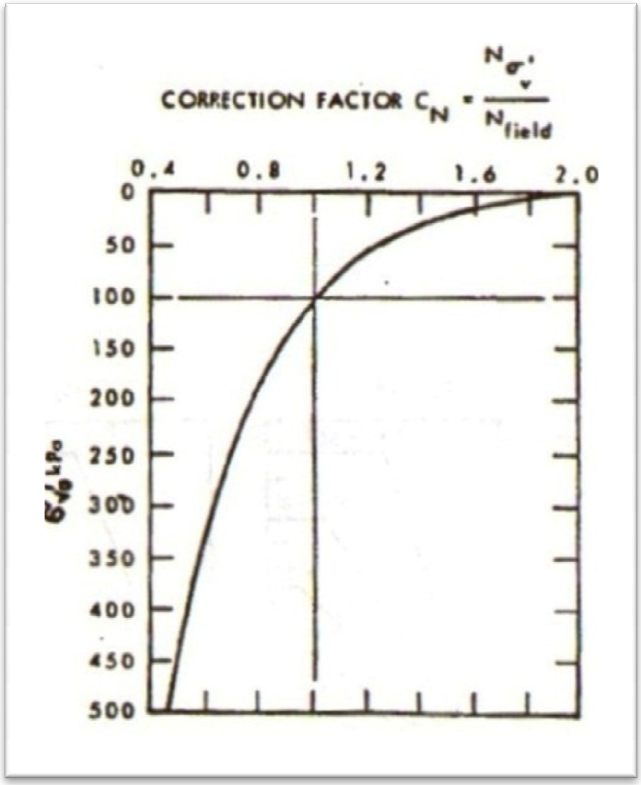



**Figure III.5 :** Facteur de correction du nombre N

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 drainé instantané. Or, l'expérience montre que dans le problème à court terme correspond à un minimum de capacité portante. Le dimensionnement est 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.

### 3.2.1. Fondations dans les sols pulvérulents :

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

$$q_1 = \frac{\gamma}{2} B.N_\gamma + \gamma.D.N_q \approx q_0.(1+\frac{D}{B}) \qquad \text{(III. 6)}$$

Avec : $q_0 = \gamma.B.\frac{N_\gamma}{2}$

Cette expression vient du fait que $2.N_q/N_\gamma$ est toujours supérieur à 1 et il est donc plus sécurisant, selon l'auteur, de le remplacer par 1.

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

$$q_{ad} = \left(1+\frac{D}{B}\right).\frac{q_c.B}{36} \qquad \text{(III. 7)}$$

$q_c$ 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 mètre.

Pour les sables 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 réelles aux prévisions de sa méthode, que celle-ci peut prévoir environ la moitié de la capacité portante réelle. En conclusion, cette approche bien qu'elle est sécuritaire, est pessimiste à cause de la simplification prise sur le terme $2.N_q/N_\gamma$. Nuyens recommande même d'augmenter la valeur de la pression admissible ainsi calculée de 50% **[3]**.

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 $q_{ad}$ correspondant à des semelles peu profondes, 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 : $q_{ad} = 0.2 \text{ x } q_c$

L'Herminier (1964) a proposé, suite à un nombre important d'essai réalisés au pénétromètre, que la pression admissible dans le sable, sous une semelle courante ayant une fiche de l'ordre de 1 m, est donnée par : $q_{ad} = 0.1 \text{ x } q_c$

On note à ce titre, que le règlement Canadien CFEM recommande la dernière expansion pour des fondations courantes avec un ancrage de 1m 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 : $N_q \approx N_\gamma = 5\, q_c/4$

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 1.1xB 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), Bowles (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≤1.5, comme suit :

$q_1 = 28 - 0.0052\,(300 - q_c)^{1.5}$ En Kg/cm$^2$, pour une semelle continue. (III. 8)

$q_1 = 48 - 0.0090\,(300 - q_c)^{1.5}$ En Kg/cm$^2$, pour une semelle carrée. (III. 9)

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 Mitchell-Durgunoglu **[3]**, et d'utiliser directement la formule classique de la capacité portante.

On définit le facteur de portance pénétrométrique $K_c$ par :

$$K_c = \frac{q_1 - q_0}{q_c - \sigma_{v0}} \qquad \text{(III. 10)}$$

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 encastrée à 1.0 m dans un sable sec et dense de 20KN/m$^3$ de poids volumique, le facteur de portance $K_c$ est de 0.17 pour Mayerhof, 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 première et dernière méthode. La dispersion est assez grande et atteint un rapport de 2.40 entre les valeurs extrêmes de $K_c$

### 3.2.2. 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 ensuite la pression admissible a court terme. Ainsi on a :

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k} \qquad \text{(III. 11)}$$

Le facteur de 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 $q_1$ sera, en introduisant le facteur de portance pénétrométrique :

$$q_1 = \sigma_{v0} + c_u . N_c = k_c . q_c + \sigma_{v0} \quad \text{avec } k_c = N_c/N_k \qquad \text{(III. 12)}$$

On voit que le facteur de portance 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 :

$$q_1 = \sigma_{v0} . (\pi + 2) . f_c + \gamma . D \qquad \text{(III. 13)}$$

$f_c$ Est un facteur de forme de la fonction. Il peut être pris, comme le recommande le règlement DTU 13-12, égal à :

$$f_c = 1 + 0.2\frac{B}{L} \qquad (III.14)$$

D'autres cas peuvent se présenter en pratique, notamment le cas d'un massif reposant sur un substratum, d'un massif de grande profondeur avec une cohésion variant linéairement avec la 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 de cône $N_k$.

On note enfin que Bowles (1978), a recommandé de calculer la capacité portante dans l'argile, pour $D/B \leq 1.5$, comme suit :

$q_1 = 2 + 0.28 x q_c$ En Kg/cm$^2$ pour une semelle continue. (III.15)

$q_1 = 5 + 0.34 x q_c$ En Kg/cm$^2$ pour une semelle carrée. (III.16)

### 3.2.3. Calcul réglementaire :

Dans le cas des sols hétérogènes vis-à-vis de la résistance pénétrométrique, en se basant sur le concept de la résistance équivalente $q_{ce}$ et la fiche équivalente$D_e$, 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 :

$$q_{ce} = \frac{1}{b+3.a}\int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z).dz \qquad (III.17)$$

Avec : a=max (B/2, 050) 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 de capacité portante est bien 3B/2 sous la fondation si la largeur est supérieure à 1.0 m et égal à 1.50 m en cas contraire.

$q_{cc}$ 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 $1.3xq_{cm}$.

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 $\Delta Z_i$ entre deux mesures consécutives :

$$q_{ce} = \frac{1}{b+3.a}\sum_{i=1}^{i=N} q_{cc}.\Delta Z_i \qquad \text{(III. 18)}$$

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 pénétrométriques peuvent être remplacées par une moyenne analytique égale à $q_{ce}$. Elle est donnée par :

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}}\int_d^D q_c(z).dz \qquad \text{(III. 19)}$$

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 :

$$q_l = K_c.q_{ce} + q_0 \qquad \text{(III. 20)}$$

$q_0$ **:** Contrainte verticale 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.

## 3.3. Essai pressiométrique :

### 3.3.1. Aperçu théorique :

Le champ de contraintes autour de la sonde pressiométrique est cylindrique, et on peut assimiler l'expansion pressiométrique des parois du forage à celle d'une cavité cylindrique. Ainsi, la pression limite pressiométrique $P_l$ est égale, dans le cadre de cette modélisation, à la pression horizontale causant une rupture de la cavité cylindrique.

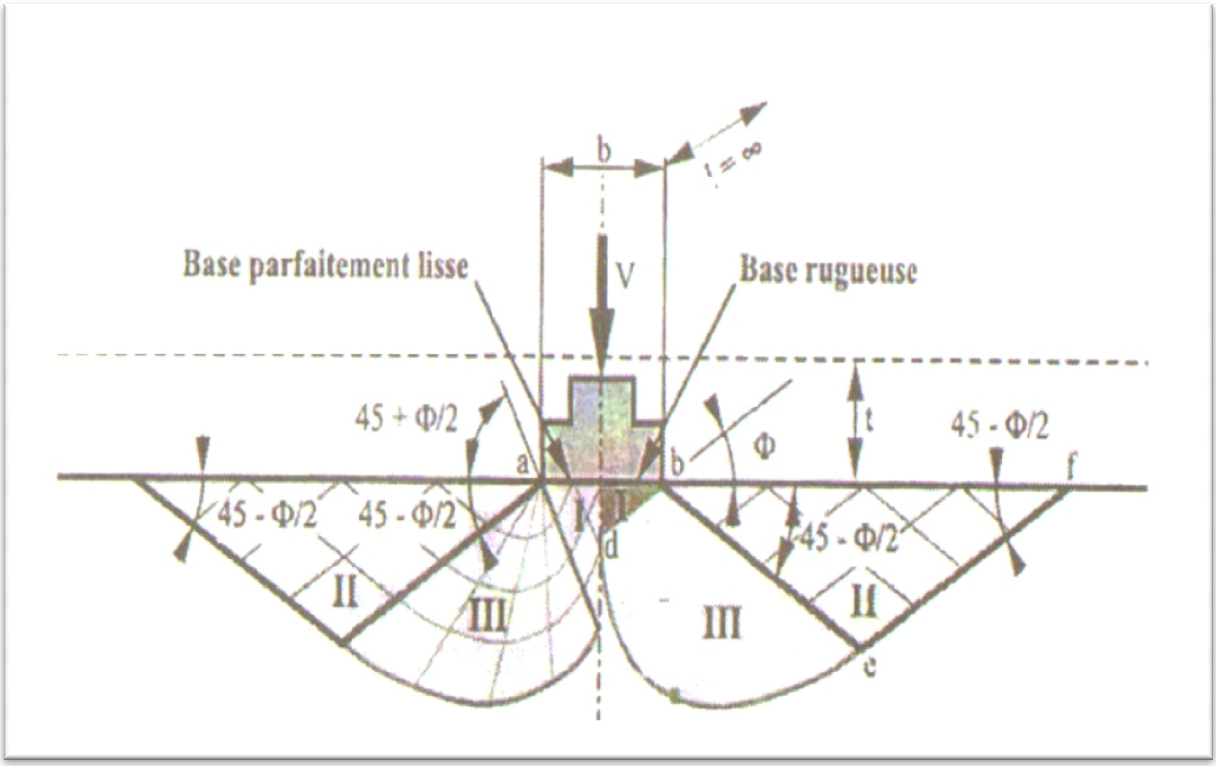



**Figure III.6 :** Mécanisme typique de rupture du sol sous une semelle continue.

En supposant élastique le comportement du sol sous une fondation continue, on montre que le champ de contraintes est similaire à celui autour d'une cavité cylindrique, comme le montre **la figure III.7**. En état limite ultime du sol sous la fondation, Ménard a proposé le schéma du comportement du sol, illustré à **la figure III.8**, où on peut diviser le sol sous cette fondation en trois zones.

La zone A, recevant des pressions élevées, est en plasticité et est limitée par un demi-cylindre en expansion sous une pression radiale uniforme égale à $P_l$. La zone B est en équilibre

élastoplastique où les contraintes diminuent de $P_l$ à $P_f$ (pression pressiométrique de fluage), et la zone C est en équilibre surabondant avec un comportement élastique.

Un tel schéma paraît plus réaliste que celui de **la figure III.6**, dans la mesure où trois les zones sous-jacentes contribuent à la résistance au poinçonnement du sol.

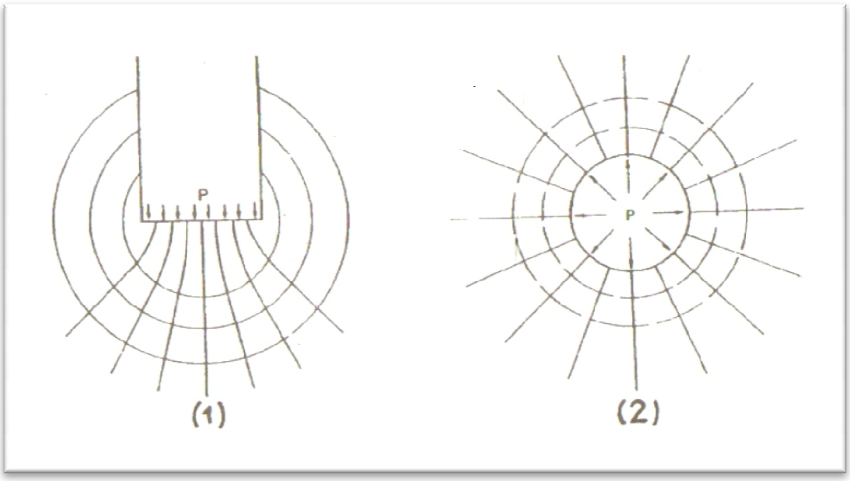



**Figure III.7 :** similitude des isobares de contrainte entre une semelle continue (1) et le pressiomètre (2)

De l'analogie existant entre l'expansion d'une sonde pressiométrique transmettant un champ de contraintes cylindrique aux parois du forge et le comportement d'une semelle continue dans un sol homogène, Ménard à montré que la capacité portante d'une semelle continue (ou pression verticale limite) $q_l$ est proportionnelle à la pression limite pressiométrique $P_l$ telle que :

$$q_{1-}q_0 = k_p.(P_1 - P_0) \qquad \text{(III. 21)}$$

$K_p$ est appelé facteur de portance pressiométrique, fonction de la nature du sol, de la géométrie de la fondation et de sa fiche dans le sol.

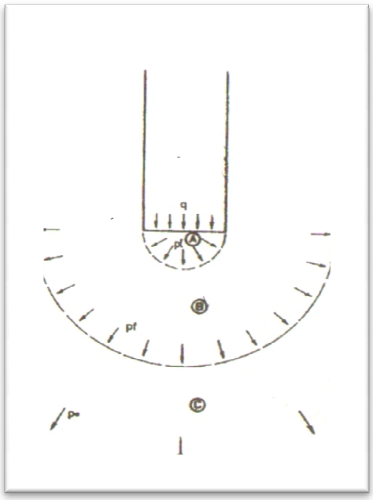


**Figure III.8 :** Schéma de réponse élastoplastique du sol sous une semelle continue

### 3.3.2. Méthode pressiométrique du LCPC :

De telles considérations ont été le point de départ d'une démarche pragmatique, basée sur les essais de chargement des fondations en vraie grandeur dans différentes sites en France, entreprise initialement par Ménard dans le centre d'études géotechniques à Longjumeau, et poursuivie par le laboratoire central des ponts et chaussées. On exposera ci-après 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). Un tel code applicable à tous les marchés de travaux publics. Le document DTU 13-12, applicable aux marchés des travaux de bâtiment privés en France, comporte aussi des recommandations de calcul des fondations par une méthode pressiométrique légèrement différente.

Au préalable de tout calcul, il y'a lieu de classer le sol étudié selon le système de classification du LCPC. Ce dernier s'inspire de la classification universelle (USCS) proposée par Casagrande et se base sur l'analyse granulométrique, les limites d'Atterberg ainsi que sur la teneur en matière organique.

Suivant la classification du LCPC, et les valeurs de $P_l$ mesuré, les sols sont regroupés en catégories conventionnelles.

Un sol est considéré ayant des caractéristiques variant peu avec la profondeur s'il est composé d'un seul matériau, et si le rapport $P_l^{max}/P_l^{min}$ n'excède pas 2.

La méthode pressiométrique du fascicule 62 qui reprend le concept de Ménard relatif à la pression limite équivalente $P_{le}^{*}$ et la fiche équivalente $De$, et qui représentent celles d'un sol homogène équivalent au sol hétérogène étudié. $P_{le}^{*}$ est une valeur moyenne des pressions limites mesurées dans la zone mobilisée par le sol lors de chargement vertical par la fondation. Cette zone est épaisse de 1.5 fois la largeur de la fondation.

Dans un sol ayant des caractéristiques variant peu avec la profondeur, $P_{le}^{*}$ est calculée en ajustant le profil pressiométrique par une droite de la forme $a + b.z$, comme le schématise **la figure III.9**.

La pression limite nette équivalente est telle que :

$$P_{le}^{*} = a + b.\left(D + 2.\frac{B}{3}\right) \qquad \text{(III. 22)}$$

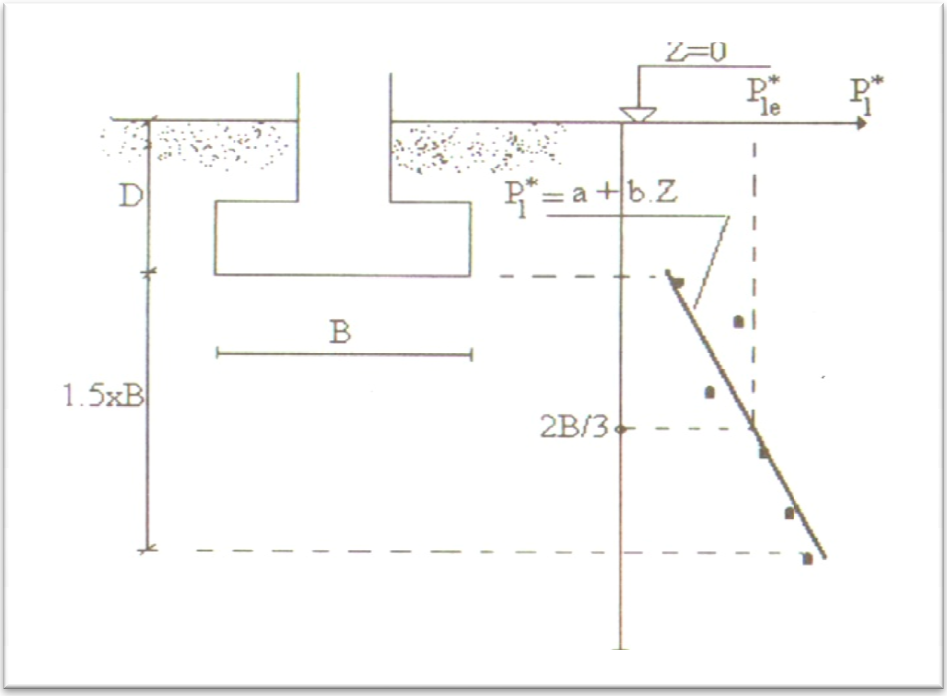



**Figure III.9 :** Linéarisation du profil pressiométrique dans un sol à caractéristique de faible variation

La pression limite nette $P_l^{*}$ est la différence entre $P_l$ et la pression horizontale des terres au repos $P_0$ à une profondeur donnée, au moment de l'essai.

Il est important de noter que dans les sols fins saturés, l'essai pressiométrique déclenche un comportement non drainé et les caractéristiques pressiométriques mesurées sont donc non drainées.

La pression des terres dans un sol fin saturé doit se calculer en contraintes totales comme suit :

$$P_0 = u + \sigma_{v0'}.k_0 \qquad (\text{III.}23)$$

$\sigma_{v0'}$ Est la contrainte verticale effective due au poids déjaugé des terres. La capacité portante à calculer à partir de la méthode pressiométrique correspond ainsi à une comportement à court terme.

Pour un sol pulvérulent saturé, le comportement du sol autour du pressiomètre est drainé et les caractéristiques pressiométriques mesurées sont drainées. La pression horizontale des terres doit se calculer en contraintes effectives comme suit :

$$P_0 = \sigma_{v0'}.k_0 \qquad (\text{III.}24)$$

La capacité portante à calculer à partir de la méthode pressiométrique correspond donc à un comportement drainé.

En cas d'un sol non saturé, la pression horizontale des terres au repos est à calculer par :

$$P_0 = \sigma_{v0}.k_0 \qquad (\text{III.}25)$$

$k_0$ Est le coefficient de pressions des terres au repos, qu'on peut prendre, sauf indication contraire, égal à 0.50 pour un sol pulvérulent et à 1 pour un sol fin saturé.

Il arrive qu'un horizon très résistant soit rencontré à moins de 1.5xB sous la fondation. Dans ce cas, l'étude de la pression limite équivalente se limite au toit de cette couche dure, et on ne fait intervenir que les pressions au-dessus de cette couche. La fondation peut être calculée comme étant dans une couche mince surmontant un substratum.

Si le sol hétérogène, $P_{le}^*$ est calculée comme étant la moyenne géométrique des valeurs nettes dans la zone [D, D+3.B/2] sous la fondation.

Ainsi, si cette tranche comporte n valeurs pressiométrique, on aura :

$$P_{le}^{*} = \sqrt[n]{P_{l1}^{*}.P_{l2}^{*}\ldots P_{ln}^{*}} \qquad (III.26)$$

Une telle formulation vient du fait que, dans la pratique de l'essai pressiométrique, la distribution statistique des valeurs de $P_l$ en fonction de la profondeur suit souvent une loi log-normale, c'est-à-dire que le logarithme de $P_l$ suit la loi normale de Gauss. Ainsi, la moyenne des logarithmes est du type géométrique.

La fiche équivalente $De$, généralement inférieure à $D$, est la hauteur à partir de la surface du sol, le long de laquelle les pressions limites peuvent être remplacées par une moyenne analytique égale à $P_{le}^{*}$. Autrement dit :

$$P_{le}^{*} = \frac{1}{D_e}\int_{0}^{D} P_l^{*}(z).dz \qquad (III.27)$$

En pratique, on utilise la formule approchée de sommation des n mesures nettes $P_l^{*}$ sur la tranche [0, D], en considérant un pas $\Delta z_i$ entre deux mesures consécutives :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^{*}}\sum_{i=1}^{i=n} P_{li}^{*}.\Delta z_i \qquad (III.28)$$

$P_{le}^{*}$ Et $D_e$ se réduisent évidemment en cas d'un sol homogène idéal à $P_l$ et $D$ respectivement.

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

$$q_l = k_p.P_{le}^{*} + q_0 \qquad (III.29)$$

$q_0$ : Contrainte verticale à la base de la fondation après travaux de fondations.

$k_p$ : Facteur de portance qui dépend de la catégorie du sol étudié, de la fiche équivalente et des dimensions de la fondation.

Dans le DTU 13-12, la pression limite nette équivalente est définie par une moyenne arithmétique des pressions nettes sur une profondeur de 1.5 fois la largeur $B$, sous la fondation.

Les valeurs nettes rentrant dans le calcul de $P_{le}^{*}$ sont à plafonner par 1.5 fois la valeur nette minimale. **La figure III.10** donne respectivement les valeurs de $K_{p1}$ et $K_{p0}$ pour les semelles carrée et continue, en fonction de la nature du sol et de l'élancement D/B de la fondation, D étant la fiche par rapport au terrain naturel après travaux de fondations et B est la largeur de la fondation.

Le facteur de portance d'une semelle rectangulaire s'obtient de l'équation d'interpolation linéaire suivante :

$$k_p = \left(1 - \frac{B}{L}\right).k_{p0} + k_{p0}.\frac{B}{L} \qquad \text{(III. 30)}$$

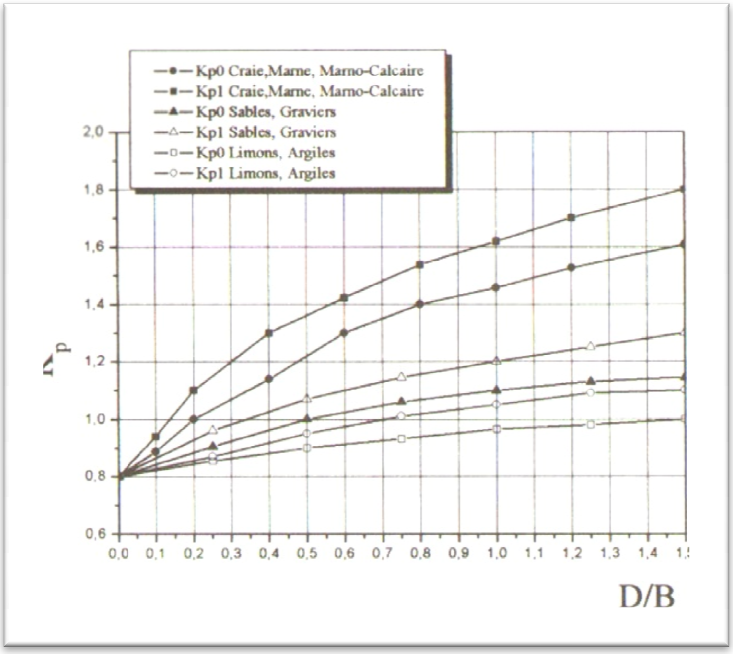



**Figure III.10 :** Valeurs de selon le DTU 13-12

## 3.4. l'essai scissométrique :

L'essai scissométrique est d'un intérêt assez limité dans l'étude des fondations superficielles, car il ne s'applique, rappelons-le, qu'aux vases et aux argiles de faible résistance dont la cohésion est inférieure à 0.15 MPa [4].

Par contre, son intérêt est incontestable dans l'étude du comportement des remblais sur sols mous et dans celui de la stabilité des pentes naturelles argileuses, comme nous le verrons plus

loin. Mai il ne faut pas perdre de vue qu'il s'agit d'un essai rapide, qui donne une valeur de la cohésion non drainée. Le scissomètre ne pourra donc être utilisé que dans l'étude de la stabilité à court terme.

### 3.4.1. Couche argileuse de grande épaisseur :

La contrainte limite sous une fondation superficielle continue s'obtient immédiatement à partir de la relation de Prandtl-Caquot pour $\varphi_u = 0$ :

$$q = C_u . N_c + \gamma D \qquad \text{(III. 31)}$$

Où, rappelons-le, $\gamma$ désigne le poids spécifique du sol, et $D$ la profondeur de la fondation.

On a alors :

$$N_c = \pi + 2 \qquad \text{(III. 32)}$$

La valeur de $C_u$ que l'on introduit dans cette formule doit tenir compte évidemment des corrections éventuelles de Bjerrum ou de Pilot.

Pour obtenir le taux de travail admissible, il suffira d'appliquer un coefficient de sécurité de 3 sur le terme de cohésion :

$$P = \frac{N_c}{3} C_u + \gamma D \qquad \text{(III. 33)}$$

Pour une semelle carrée ou circulaire, il suffira de multiplier les résultats ci-dessus par 1,3.

Le facteur de portance est donné par les expressions de SKempton :

Semelle continue :

$$N_c = \frac{5.14 + 6\frac{D}{B}}{1 + 0.75\frac{D}{B}} \qquad \text{(III. 34)}$$

Semelle carrée ou circulaire :

$$N_c = \frac{6.2 + 7.5\frac{D}{B}}{1 + 0.75\frac{D}{B}} \qquad (III.35)$$

Ce calcul est évidemment insuffisant pour résoudre totalement le problème, car il est fréquent que le taux de travail ainsi obtenu conduise à des tassements inacceptables. Or ces tassements ne peuvent absolument pas, dans l'état actuel des choses, être déterminés à partir de l'essai scissométrique.

### 3.4.2. Bicouche argileux :

On sait que lorsque la couche argileuse est suffisamment épaisse, le schéma de rupture plastique est celui de **la figure III.11**, la courbe de raccordement des deux plans à $\pi/2$ étant un cercle.

Ce schéma reste valable tant que l'épaisseur h de l'argile est supérieure à $\frac{B}{\sqrt{2}}$. Lorsque h est inférieur à cette valeur, le schéma de rupture est modifié et le facteur de portance $N_c$ n'est plus égal à π+2. Le cas de ces systèmes bicouches a été étudié par Mandel et Salençon non seulement d'ailleurs pour les terrains argileux, mais également pour les terrains doués de frottement.

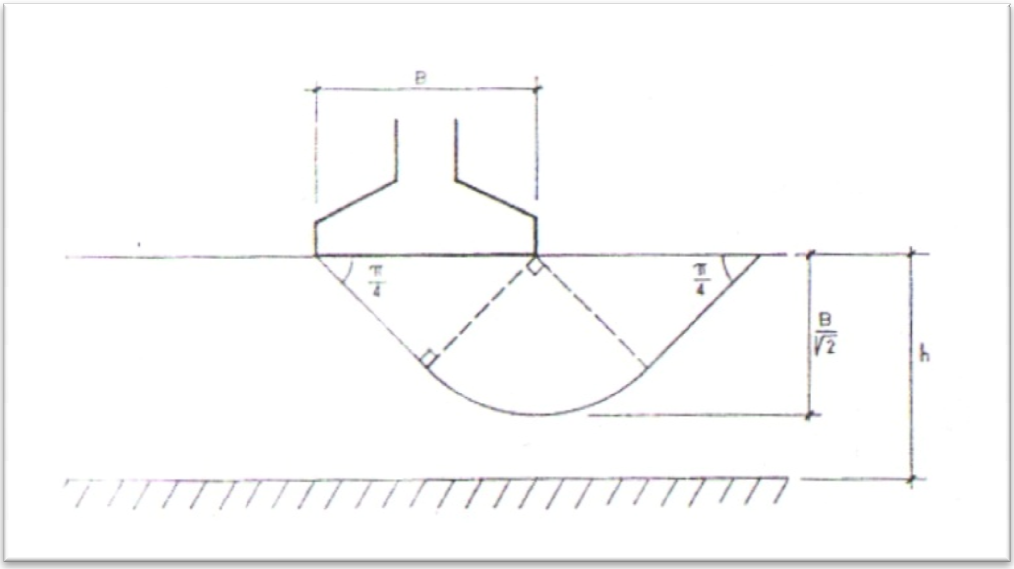



**Figure III.11 :** Schéma classique de rupture dans l'argile

Nous n'examinerons ici que les solutions relatives aux terrains cohérents, la couche superficielle pouvant reposer, soit sur un substratum infiniment rigide (rocher), soit sur une autre couche argileuse de cohésion différente.

Nous continuerons à appeler $N_c$ le facteur de portance relatif à une couche d'épaisseur infinie, et nous écrirons la contrainte limite dans la bicouche sous la forme :

$$q = F_c N_c C_u + \gamma D \qquad \text{(III. 36)}$$

Où $F_c$ est le facteur correctif cherché.

## A- Couche argileuse sur substratum rigide :

**1-** Semelle rugueuse

- Pour $\frac{B}{h} \leq \sqrt{2}$ on a évidemment $F_c = 1$.
- Pour $\frac{B}{h} \geq 4$ la contrainte de rupture est donnée avec une bonne approximation par la relation de Prandtl :

$$q = \left(\pi + 1 + \frac{B}{2h}\right) C_u \qquad \text{(III. 37)}$$

L'expression du majorant est alors :

$$F_c = \frac{\pi + 1}{\pi + 2} + \frac{B}{2(\pi + 2)h} \qquad \text{(III. 38)}$$

Soit encore :

$$F_c = 0.805 + 0.097\frac{B}{h} \qquad \text{(III. 39)}$$

Dans l'intervalle $\sqrt{2} \leq \frac{B}{h} \leq 4$, Mandel et Salençon ont explicité les valeurs du majorant :

| $\frac{B}{h}$ | $\sqrt{2}$ | 2 | 3 | 4 |
|---|---|---|---|---|
| $F_c$ | 1 | 1.02 | 1.11 | 1.21 |

**2-** Semelle lisse :

Pour une semelle lisse, ces auteurs ont montré qu'il suffisait d'introduire, dans les formules relatives aux semelles rugueuses, le double de l'épaisseur réelle de la couche plastique.

C'est ainsi que pour $\frac{B}{h} \geq 4$, la contrainte limite est alors égale à :

$$q = \left(1 + \pi + \frac{B}{4h}\right) C_u \qquad \text{(III. 40)}$$

D'où : $$F_c = 0.805 + 0.049\frac{B}{h} \qquad \text{(III. 41)}$$

Il apparaît toutefois que pour $\frac{B}{h} \geq 2$, on peut admettre :

$$q = \left(\frac{\pi}{2} + 2 + \frac{B}{4h}\right) C_u \qquad \text{(III. 42)}$$

Ce qui conduit à un terme correctif :

$$F_c = 0.694 + 0.049\frac{B}{h} \qquad \text{(III. 43)}$$

Les valeurs du majorant données dans le cas de la semelle lisse par Mandel et Salençon sont les suivantes :

| $\frac{B}{h}$ | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 8 | 10 | 15 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $F_c$ | 0.778 | 0.808 | 0.861 | 0.918 | 0.972 | 1.07 | 1.17 | 1.42 |

Tous ces résultats sont reproduits sur les graphiques de **la figure III.12**.

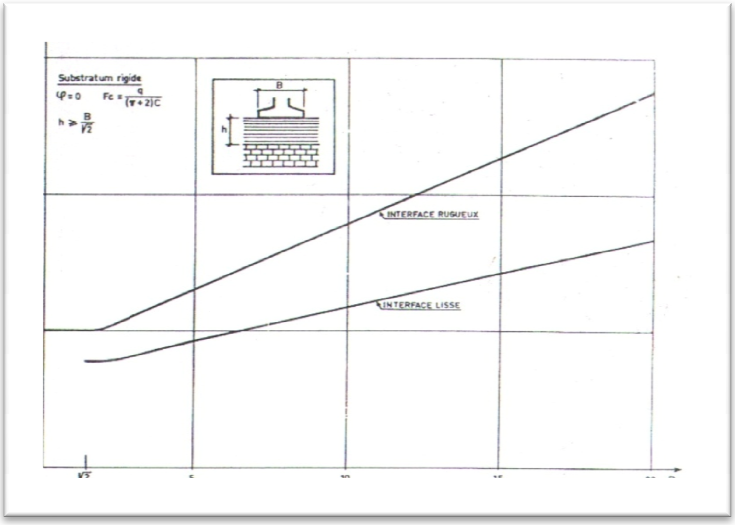



**Figure III.12 :** Facteur correctif de la force portante d'une couche argileuse reposant sur un substratum rigide.

## B- Bicouche constitué de deux couches de cohésion différente :

Soit $C_1$ la cohésion de la première couche, et $C_2$ celle de la seconde. Deux cas sont à considérer :

### 1- La deuxième couche est plus résistante que la première $C_1 < C_2$:

Posons $\frac{B}{2} = a$

Salençon a démontré que la contrainte de rupture sous une semelle lisse, était alors donnée par la relation :

$$q = (\pi + 2)C_1 + (C_2 + C_1)\frac{G(|h\sqrt{2} - a|)}{a} \qquad \text{(III. 44)}$$

Où : $\frac{G(|h\sqrt{2}-a|}{a}$ est une fonction de $\frac{h}{a}$ qui a la forme suivante :

- Pour $0 < \frac{h}{a} \leq 2 - \sqrt{2}$ soit encore $0 < \frac{h}{B} \leq 1 - \frac{\sqrt{2}}{2}$ :

$$\frac{G}{a} = (\pi + 2) - \frac{h}{a}\sqrt{2}\left[1 + \sqrt{2} + \frac{\pi}{2} + \log(1 + \sqrt{2})\right] \qquad \text{(III. 45)}$$

- Pour $2 - \sqrt{2} \leq \frac{h}{a} \leq \frac{\sqrt{2}}{2}$ soit encore $1 - \frac{\sqrt{2}}{2} \leq \frac{h}{B} \leq \frac{\sqrt{2}}{4}$ :

$$\frac{G}{a} = 2\left(2 - \frac{h}{a}\sqrt{2}\right) Arc\ cos\frac{\frac{h}{a}\sqrt{2}}{2 - \frac{h}{a}\sqrt{2}} - \frac{h}{a}\sqrt{2}log\left[\frac{2 - \frac{h}{a}\sqrt{2} + 2\sqrt{1 - \frac{h}{a}\sqrt{2}}}{\frac{h}{a}\sqrt{2}}\right] \qquad \text{(III. 46)}$$

- Pour $\frac{h}{a} > \frac{\sqrt{2}}{2}$ soit $\frac{h}{B} > \frac{\sqrt{2}}{4}$ :

$$\frac{G}{a} = 0 \qquad \text{(III. 47)}$$

Finalement on peut écrire :

$$q = (\pi + 2)C_1\left[1 + \left(\frac{C_2}{C_1} - 1\right).\Phi\left(\frac{h}{B}\right)\right] \qquad \text{(III. 48)}$$

Où : $\Phi\left(\frac{h}{B}\right) = \frac{2G\left(h\sqrt{2} - \frac{B}{2}\right)}{(\pi+2)B}$

Le facteur correctif est alors :

$$F_c = 1 + \left(\frac{C_2}{C_1} - 1\right)\Phi\left(\frac{h}{B}\right) \qquad \text{(III. 49)}$$

Pour $0 < \frac{h}{B} \leq 1 - \frac{\sqrt{2}}{2}$ on peut admettre avec une approximation suffisante :

$$\Phi\left(\frac{h}{B}\right) = 1 - 2.677\frac{h}{B} \qquad (III.50)$$

La fonction $\Phi\left(\frac{h}{B}\right)$ est représentée graphiquement sur **la figure III.13**.

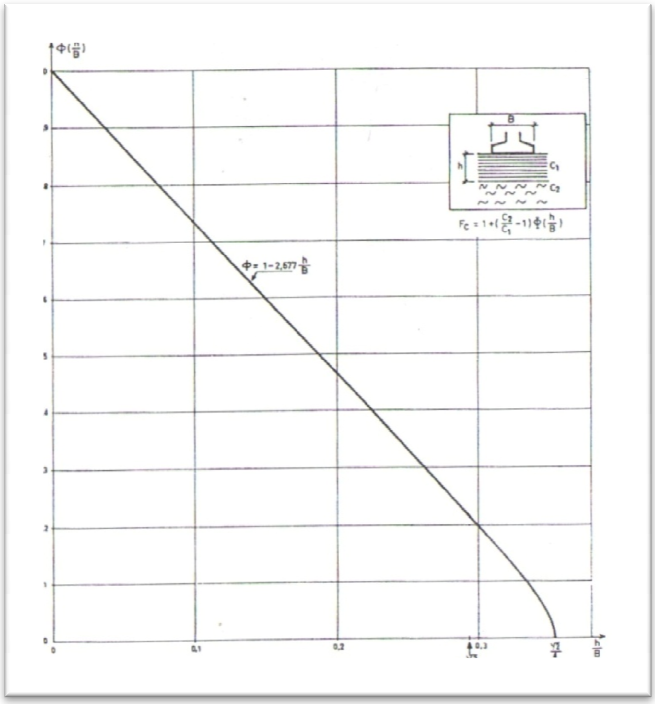


**Figure III.13 :** Facteur correctif de portance d'un bicouche argileux pour $C_1 < C_2$.

**2- La première couche est plus résistante que la seconde** $C_1 > C_2$ :

La contrainte limite est dans ce cas :

$$q = (\pi + 2)C_1 + (C_2 + C_1)\frac{G(a)}{a} \qquad (III.51)$$

- Pour $0 < \frac{h}{a} \leq 1$ soit $0 \leq \frac{h}{B} \leq \frac{1}{2}$ :

$$\frac{G}{a} = (\pi + 2) - \frac{h}{a}\left[2 + \sqrt{2}\log\left(1 + \sqrt{2}\right)\right] \qquad (III.52)$$

- Pour $1 \leq \frac{h}{B} \leq \sqrt{2}$ soit $\frac{1}{2} \leq \frac{h}{B} \leq \frac{\sqrt{2}}{2}$ :

$$\frac{G}{a} = 4\,Arc\cos\frac{h}{a\sqrt{2}} - \frac{h\sqrt{2}}{a}log\left[\frac{1 + \sqrt{1 - \frac{h^2}{2a^2}}}{\frac{h}{a\sqrt{2}}}\right] \qquad (III.53)$$

- Pour $\frac{h}{a} \geq \sqrt{2}$ soit $\frac{h}{B} \geq \frac{\sqrt{2}}{2}$ :

On peut encore mettre l'expression $(\text{III}.51)$ sous la forme :

$$q = (\pi + 2)C_1\left[1 - \left(1 - \frac{c_2}{c_1}\right)\Psi\left(\frac{h}{B}\right)\right] \qquad (\text{III}.54)$$

Où $\Psi\left(\frac{h}{B}\right) = \frac{G(a)}{(\pi+2a)}$

Pour $0 \leq \frac{h}{B} \leq \frac{1}{2}$, on peut admettre avec une approximation suffisante :

$$\Psi\left(\frac{h}{B}\right) = 1 - 1.261\frac{h}{B} \qquad (\text{III}.55)$$

Pour $h \geq \frac{B\sqrt{2}}{2}$ on a $\Psi\left(\frac{h}{B}\right) = 0$ $(\text{III}.56)$

La fonction $\Psi$ qui est représentée sur **la figure III.14**, serait applicable, quelle que soit la rugosité de la semelle. Mai l'hauteur lui-même recommande de considérer le cas de la couche superficielle dure avec quelque prudence, compte tenu des écarts observés avec certains résultats expérimentaux, en particulier ceux de Tcheng.

Il est bien évident que toutes ces méthodes ne sont pas spécifiques de l'essai scissométrique et peuvent être utilisées avec les autres essais in situ, en particulier avec l'essai pressiométrique.

Les seuls cas qui présentent un réel intérêt pour le scissomètre sont les deux premiers, c'est-à-dire ceux d'une couche molle reposant sur une couche plus résistante, car dès que la cohésion dépasse 0.15 MPa, le scissomètre devient impuissant.

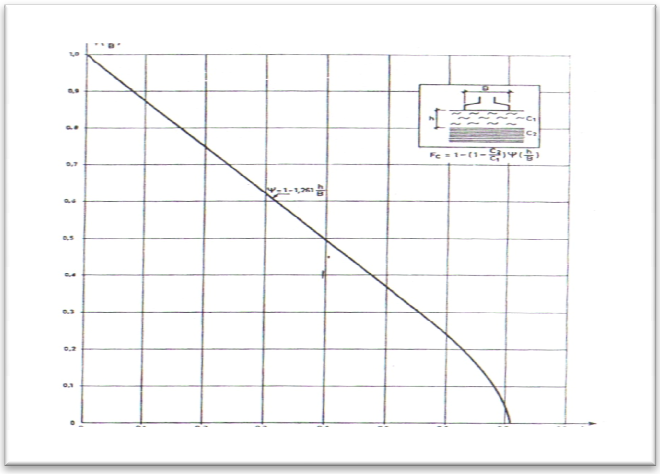


**Figure III.14 :** Facteur correctif de portance d'un bicouche argileux pour $C_1 > C_2$.

# 4. Capacité portante des fondations profondes:

## 4.1. Pénétromètre standard SPT :

Il existe une variété de méthodes de calcul de la capacité portante d'un pieu isolé, à la base de l'essai SPT. Il s'agit de méthodes issues en général de la corrélation purement empirique des résultats d'essais de chargement vertical des pieux avec ceux de l'essai SPT. Cette diversité est parfois une source de perplexité pour les ingénieurs. En effet, comme on le verra par la suite, les résultats de calcul sont souvent divergents, ce qui est probablement dû au caractère local de ces corrélations faites dans un contexte géologique donné **[3]**.

Dans ce contexte, il est recommandé de ne pas se borner, dans un projet de pieux, par une seule approche de calcul, mais de comparer plusieurs méthodes, avant de se prononcer sur le dimensionnement du pieu.

Dans ce qui suit, on se propose de passer en revue les méthodes les plus courantes, et de les comparer entre elles. Enfin, un exemple pratique sera présenté.

### 4.1.1. Evaluation de la résistance en pointe et du frottement latéral:

On suppose que la résistance en pointe est proportionnelle au nombre N représentatif de la zone mobilisée de la pointe :

$$q_1 = K_s . N \qquad (\text{III}.57)$$

$K_s$ est le facteur de portance et a la dimension d'une contrainte.

On suppose que la contrainte limite $q_s$ du frottement latéral le long du pieu est proportionnelle au nombre N représentatif de l'interface sol/pieu, à la profondeur étudiée.

$$q_s = n_s . N \qquad (\text{III}.58)$$

$n_s$ est le facteur de frottement latéral et a la dimension d'une contrainte.

### 4.1.2. Calcul réglementaire :

Les formules de calcul de la capacité portante des pieux à partir de l'essai SPT sont d'origine empirique, d'où leur diversité.

L'analyse de portance des pieux à partir de cet essai requiert une prudence et surtout une expérience de part de l'utilisateur. Il est recommandé de procéder, lors du calcul d'un pieu, à un calcul comparatif entre plusieurs méthodes, et ne jamais se baser sur une seule.

Sur le plan de la réglementation, il est remarquable que les règles techniques françaises de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil (CCTG-93, fascicule 62) ignorent complètement l'apport de cet essai au dimensionnement des fondations aussi bien superficielles que profondes.

Cette position est renforcée par celle du règlement DTU 13-2, applicable aux fondations des bâtiments, qui ne recommande aucune méthode de calcul et appelle à la prudence envers la diversité des formules de calcul.

D'autres pays ont opté plutôt vers la méthode de Meyerhof, réputée pessimiste dans la prédiction de la capacité portante.

Au Canada, le code Canadien des fondations CFEM-85, ainsi que les recommandations des travaux publics du canada stipulent que la charge verticale limite d'un pieu isolé dans un sol pulvérulent se calcule comme suit :

$$Q_1 = m.N.A_b + n.N_s.P.D \qquad \text{(III. 59)}$$

m=0.40 MPa pour un pieu battu

m=0.12 MPa pour un pieu foré

N : nombre de coups représentatif au niveau de la pointe. Aucune précision n'a été mentionnée sur cette valeur représentative.

Néanmoins, Meyerhof a proposé que la valeur représentative soit une moyenne arithmétique des nombres N dans une zone entre 8B au dessus de la base et 3B en dessous.

$A_b$ : Surface de la pointe.

n=2.0 KPa pour un pieu battu.

n=1.0 KPa pour un pieu foré.

$N_s$ : Moyenne arithmétique des valeurs du nombre N mesuré le long du pieu.

P : périmètre du pieu.

Il est à noter que le nombre N à introduire dans le calcul, selon ces deux règlements, est une valeur corrigé par l'effet du poids des terres.

Le règlement japonais des ports TSPHF(1980) recommande la formule précédente pour les pieux battus dans les sols sableux, avec les mêmes valeurs pour les coefficients m et n. le nombre N est calculé comme suit :

$$N = \frac{N_1 + N_2}{2} \qquad \text{(III. 60)}$$

$N_1 = \min$ ($N$ à la pointe du pieu, moyenne des nombres $N$ sur une zone de $2B$ sous la pointe

$N_2 =$ moyenne arithmétique des nombres N sur une zone de 10B au dessus de la pointe.

Dans des sables fins ou des sables limoneux saturés et ayant des valeurs de $N_m$ plus grandes que 15, celles-ci doivent être corrigées par la formule de Terzaghi, vue précédemment :

$$N = 15 + \frac{N_m - 15}{2} \qquad \text{(III. 61)}$$

## 4.2. Pénétromètre statique CPT :

Il a été déjà mentionné que la similitude entre un pieu élancé et le pénétromètre est remarquable. Certains chercheurs suggèrent même de considérer la pénétration statique comme un essai de chargement sur modèle réduit de pieu. Les ingénieurs hollandais considèrent que la résistance en pointe est directement égale à une résistance pénétrométrique équivalente sur une certaine zone autour du pieu.

On rappelle que l'effort vertical limite sur un pieu isolé circulaire s'écrit comme suit :

$$Q_1 = q_1 \frac{\pi B^2}{4} + \int_0^D q_s(z).dz \qquad \text{(III. 62)}$$

### 4.2.1. Evaluation de la résistance en pointe :

On rappelle ce qui a été évoqué précédemment qu'il existe plusieurs méthodes d'interprétation du pénétromètre statique par la théorie classique de capacité portante, afin d'en déduire les caractéristiques mécanique C et φ et d'appliquer cette même théorie pour le dimensionnement du pieu. De telles démarches sont à abandonner puisque la théorie classique est d'une part, impuissante pour expliquer d'une manière satisfaisante les observations expérimentales, et d'autre part la prévision de la capacité portante par ces méthodes est plutôt médiocre.

On admet qu'il existe une homothétie entre la résistance en pointe du pieu, soit $q_1$, et celle mesurée au CPT, telle que :

$$q_1 = k_c . {q_c}^e \qquad \text{(III. 63)}$$

$k_c$ est le facteur de portance pénétrométrique d'un pieu.

Une grande expérience de dimensionnement des pieux à partir du pénétromètre statique hollandais été acquise en hollande et en Belgique, pays où il est courant de construire des ouvrages lourds sur pieux battus dans les tourbes et argiles molles surmontant des horizons de sable dense.

La méthode de Van de veen (1957) est souvent utilisée dans ces pays pour les pieux battus. Le facteur de portance $k_c$ est égal à 1. La résistance pénétrométrique équivalente ${q_c}^e$ est obtenue en prenant la moyenne des $q_c$ mesurées au pénétromètre sur une zone de 1 diamètre B sous la pointe et 3.75 diamètres au dessus, comme suit :

$${q_c}^e = \frac{1}{4B} \int_{D-3.75xB}^{D+B} q_c(z).dz \qquad \text{(III. 64)}$$

Il est recommandé d'adopter un facteur de sécurité de 2.5, ce qui conduit à un tassement au plus égal à 15 mm.

La comparaison des prévisions de cette méthode aux résultats d'essai de chargement des pieux donne un écart de ± 40% environ.

Selon Tomlinson (1994), les prévisions de la méthode de Van der veen sont meilleurs pour de faible diamètre (B <0.50 m).

Aoki et Velloso (1975), suite à leurs études concernant des pieux préfabriqués ou forés dans du sable, limon ou argile ont suggéré de prendre $Kc$ égal à 0.285 pour les pieux forés et 0.571 pour les pieux en acier ou préfabriqués. La valeur du coefficient de sécurité n'a pas été mentionnée.

### 4.2.2. Calcule réglementaire :

Le code russe SNIP-85 présente une méthode pénétrométrique empirique pour le calcul des pieux.

Il stipule de prendre pour les pieux battus un coefficient de portance $Kc$ diminuant avec ${q_c}^e$ et indépendamment de la nature du sol. Il varie de 0.90 pour un sol mou ${q_c}^e < 1$ MPa, à 0.20 pour un sol raide ${q_c}^e < 30$ MPa. ${q_c}^e$ est une valeur moyenne de la résistance en pointe pénétrométrique s'étalant sur une zone de 4B sous la pointe du pieu et 1B au-dessus.

Le rapport $\frac{q_s}{f_s}$, $f_s$ étant le frottement latéral sur les tubes du pénétromètre sans manchon de frottement, varie selon les valeurs de $q_c$ et de la nature du sol.

Le règlement canadien CFEM (1985) recommande de calculer la charge verticale limite d'un pieu dans les limons ou les sables lâches à denses, en prenant $Kc = 1$ et prendre le frottement latéral $f_s$ directement mesuré sur un manchon de frottement au pénétromètre :

$$Q_1 = q_c . B^2 . \pi/4 + f_s . B . \pi . D \qquad \text{(III. 65)}$$

Toutefois, le règlement recommande, pour des raisons de sécurité, pour les pieux de diamètre supérieur à 0.50 m de prendre une résistance pénétrométrique équivalente inférieure à la valeur moyenne ou même égale à la plus petite valeur mesurée.

Le code allemand DIN 4014 (1977) comporte des règles de calcul pénétrométrique des pieux de gros diamètre. Pour les sols pulvérulents caractérisés par des résistances $q_c$ entre 10 et 15 MPa, une courbe de mobilisation des pressions en pointe est donnée, avec une résistance en pointe de 3.4 MPa pour un tassement limite de la pointe de 15 cm. Pour les sols cohérents moyennement consistant ($I_c \approx 1$), la résistance en pointe recommandée est de 1.20 MPa pour un tassement de 5% du diamètre.

Le frottement latéral dans les sols pulvérulents est donné en fonction des marges de la résistance pénétrométrique, et de la profondeur.

Les règles françaises de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, CCTG fascicule 62, comportent la méthode pénétrométrique du LCPC, d'origine empirique et basée sur des essais de chargement statique des pieux.

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

$$q_{ce} = \frac{1}{b+3.a} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z).dz \qquad \text{(III. 66)}$$

Les coefficients a et b sont définis comme suit :

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, les grandeurs h, a, et b sont nuls et la zone d'influence de capacité portante est bien 3B/2 sous la fondation si la largeur est supérieure à 1.0 m et égale à 1.50 m en cas contraire.

$q_{cc}$ 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 1.3x$q_{cm}$.

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

$$q_{ce} = \frac{1}{b+3.a} \sum_{i=1}^{i=N} q_{cc}.\Delta Z_i \qquad \text{(III. 67)}$$

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 :

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_d^D q_c(z).dz \qquad \text{(III. 68)}$$

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.

On rappelle qu'une fondation est considérée comme profonde si l'élancement équivalent $D_e/B$ est inférieur à 1.50.

La résistance en pointe d'un pieu isolé est donnée par la formule fondamentale suivante :

$$q_1 = k_c.q_{ce} \qquad \text{(III. 69)}$$

$Kc$ : Facteur de portance pénétrométrique qui dépend de la catégorie du sol étudié et du mode d'installation, de la fiche équivalente et des dimensions de la fondation.

Le dimensionnement d'un pieu fait intervenir les états limites suivantes :

- Etats limites ultimes. Les efforts des combinaisons de charges fondamentales et accidentelles doivent être respectivement inférieurs à $0.7xQ_1$ et à $0.83xQ_1$.
- Etats limites de service. Les efforts des combinaisons de charges rares et quasi-permanents doivent être respectivement inférieurs à $0.91xQ_c$ et $0.70xQ_c$.

La charge critique pour les pieux ne refoulant pas le sol (pieux forés, barrettes, puits,…) est donnée par :

$$Q_c = \frac{Q_p}{2} + 0.7xQ_s \qquad \text{(III. 70)}$$

Et pour les pieux refoulant le sol (pieux foncés, battus,…) par :

$$Q_c = 0.7xQ_p + 0.7xQ_s \qquad \text{(III. 71)}$$

## 4.3. Essai pressiométrique :

La fondation profonde est conçue pour transmettre des efforts au sol environnant sur une profondeur importante dépassant en général 10 diamètres (D/B>10). Cette catégorie des fondations regroupe essentiellement les pieux, les caissons el quelquefois les parois moulées porteuses (barrettes).

On défini aussi la fondation profonde comme ayant une pointe au-dessous de la hauteur critique $hc$. Cette dernière est la hauteur au-delà de laquelle les lignes de rupture du sol, supposé élastoplastique parfait, ne se manifestent pas en surface. Cette hauteur à ne pas confondre avec la profondeur critique $Dc$ du pieu, au-delà de laquelle la résistance en pointe du pieu, soit $q_1$, devient constante avec la profondeur.

Une description exhaustive de la technologie des pieux sort du cadre de cette ouvrage. On se contente ici de souligner que les pieux peuvent être classés selon le matériau constitutif du pieu (en bois, en métal, en béton armé,…) ou selon le mode d'installation dans le sol. On distingue alors :

- Les pieux refoulant le sol lors de l'installation (pieu battu, foncé, pilonné, vissé, vibrofoncé,…).
- Les pieux ne refoulant pas le sol lors de l'installation (pieu foré simple, foré tubé,…).

### 4.3.1. Capacité portante verticale d'un pieu isolé :

Le chargement vertical d'un pieu se traduire par la mobilisation d'une pression verticale en pointe, et des contraintes de cisaillement le long du fût du pieu, appelées aussi frottement latéral.

La charge vertical limite $Q_l$ reprise par le pieu correspond théoriquement à des tassement infinis. En découplant les effets de la résistance en pointe et le frottement latéral, on peut écrire d'une manière générale :

$$Q_l = Q_p + Q_s = S.q_1 + P.\int_0^D q_s(z).dz \qquad \text{(III. 72)}$$

S est la section du pieu et P est le périmètre du fût. La charge $Q_l$ correspond conventionnellement, à un tassement égal à 10% du diamètre B.

Il est admis que la notion de charge limite est ambiguë, du fait qu'elle dépend sensiblement d'une multitude de paramètres, notamment la vitesse de chargement. Par contre, la charge de fluage ou la charge critique $Q_c$ est une donnée intrinsèque qui permet de délimiter le domaine de stabilité du système sol/pieu. En fait, cette charge correspond à la limite de proportionnalité entre la charge et le tassement en tête, et au-delà de laquelle on constate expérimentalement que les tassements du pieu ne se stabilisent plus dans le temps. Cette notion et d'ailleurs inspiré de celle de la pression du fluage pressiométrique, pression au-delà de laquelle les déplacements du forage pressiométrique ne sont plus proportionnels à la pression appliquée et divergent vers la rupture.

Avant le développement des essais in-situ, il était d'usage le recours à la théorie classique de la capacité portante pour calculer $Q_l$ à partir des caractéristiques mécaniques C et φ. La charge limite reprise par un pieu isolé dans un sol homogène et selon cette théorie :

$$Q_1 = S.\left(1.2xC.N_c + \gamma.D.N_q\right) + P.D.(\alpha.\gamma.D + \beta.C) \qquad \text{(III. 73)}$$

$\alpha$ *et* $\beta$ Sont fonction de la rugosité du pieu et de la nature du sol. Le système sol/pieu y est considéré comme un corps rigide-plastique. L'état d'équilibre limite du sol est caractérisé par une rupture généralisée ignorant la contribution des zones du sol en équilibre élastique et élastoplastique et contribuent à la portance (**figure III.15**).

Les facteurs de portance $N_q$ *et* $N_c$ varient exponentiellement avec l'angle de frottement interne du sol.

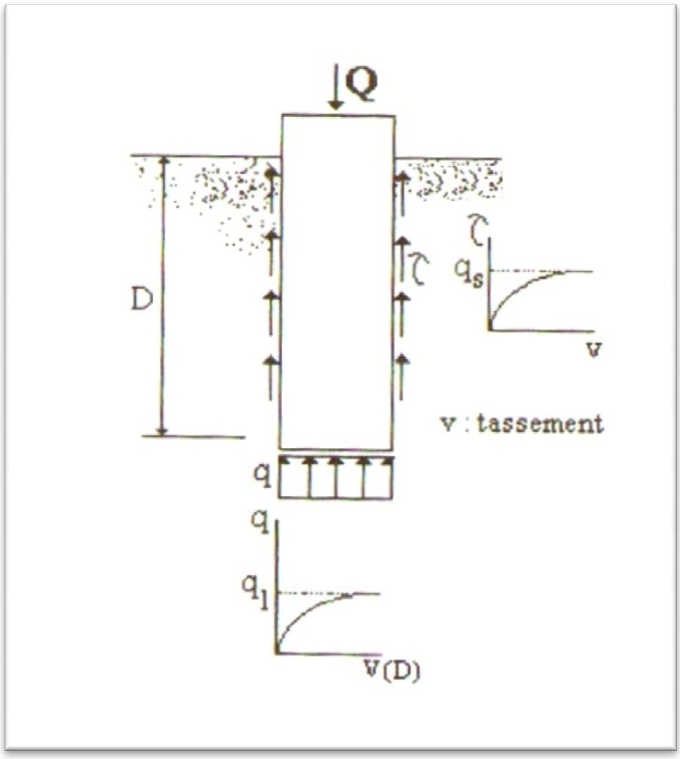



**Figure III.15 :** Schéma d'équilibre du pieu sous un effort vertical

La littérature des pieux montre une diversité d'approches de mécanisme de rupture du sol sous la pointe, avec variation des facteurs de portance dans une large gamme, se qui rend difficile le choix de telle formule pour ces facteurs. En outre, le concept de la profondeur critique, mis en évidence expérimentalement, et ignoré par cette théorie qui stipule, d'après la formule précédente, que la capacité portante augmente indéfiniment avec la fiche D.

Considèrent le cas d'un pieu fiché dans un massif homogène d'argile saturée ayant une cohésion $C_u$. Si on adopte la formule de $N_c$ due à SKempton pour les pieux, la résistance en pointe sera :

$$q_1 = C_u . \frac{6.2 + 7.5\frac{D}{B}}{1 + 0.75\frac{D}{B}} \qquad (III.74)$$

On voit que la résistance en pointe tend asymptotiquement vers $10.C_u$ et n'augmente pas indéfiniment avec la fiche D.

Il y'a lieu de signaler en outre que la portance des pieux est notablement influencée par le mode d'installation du pieu dans le sol, ce qui modifié l'état de contrainte initiales et induit des contraintes résiduelles gouvernant par la suite par la réponse du pieu au chargement. Or, à l'état actuel de nos connaissances, il n'existe pas d'approche théorique satisfaisante d'évaluer l'effet de ce paramètre sur $Q_l$. il faut donc étudier le problème de capacité portante sous une optique empirique ou semi-empirique, a travers les essais de chargement des pieux, pour que la méthode qui en découle intègre directement l'influence du mode d'installation sur la capacité portante.

Enfin, le modèle de la théorie classique de la capacité portante ne tient pas compte des déformations des sols avant la rupture ni de sa compressibilité, alors que des recherches expérimentales récentes on montré l'influence notable de la compressibilité du sol sur sa capacité portante (Ladanyi 1962, Vésic 1973, Peuch et Foray 1986,…).

L'expérience des pieux démontre toujours la mauvaise qualité de prévision de ces méthodes, comparée aux résultats d'essais de chargement statique des pieux.

Il y'a une analogie entre la zone plastique sous la pointe du pieu et une cavité sphérique en expansion. Selon Ménard, il est possible de corréler la pression verticale limite $q_l$ qui est d'ailleurs proportionnelle à $P_{ls}$ à la pression limite $P_l$ de l'expansion de la cavité cylindrique. Il existe en fait une relation de proportionnalité entre la résistance en pointe $q_l$ et la pression limite d'expansion cylindrique soit $P_l$, telle que, en tenant comptent des conditions du sol :

$$q_l = q_0 + k_p.(P_1 - P_0) \qquad \text{(III. 75)}$$

$q_0$ $et$ $P_0$ Sont respectivement les contraintes initiales verticale et horizontale dues au poids des terres, à la base du pieu. $k_0$ est le facteur de portance pressiométrique pour les pieux.

Cette formule fondamentale est le point de départ de la méthode pressiométrique, mise au point initialement par Ménard en 1963, à la base des expérimentations sur fondations, et adoptée par la suite en France par le LCPC dans les recommandations FOND-72. Cette méthode a été récemment améliorée et intégrée dans le code DTU- 13.2 relatif aux projets de bâtiment ainsi que le CCTG-93 concernant les projets de génie civil.

L'exposé sera limité ci-après aux méthodes pratiques de dimensionnement basées sur les essais in-situ, et qui connaissent actuellement un essor mondial considérable. On se réfère ci-après aux

nouvelles recommandations françaises en matière de calcul et de conception des fondations des ouvrages du génie civil.

### 4.3.2. Méthode pressiométrique du LCPC :

La méthode pressiométrique tient compte de l'hétérogénéité du sol en se basant sur le concept du sol homogène équivalent, caractérisé par une pression limite équivalente $P_{le}$ et entourant un pieu ayant une fiche équivalente $D_e$. Cette dernière sert à classer les fondations comme suit :

- Fondation profonde pour $D_e/B > 5$
- Fondations semi-profondes pour $1.5 < D_e/B < 5$
- Fondation superficielle pour $1.5 < D_e/B$

La pression pressiométrique limite équivalente sert au calcul de la résistance en pointe. Il s'agit d'une moyenne des valeurs mesurées dans une zone au voisinage de la pointe, épaisse de 3xa sous la pointe et b au-dessus (**figure III.16**)

$$P_{le}^{*} = \frac{1}{b+3.a}\int_{D-b}^{D+3.a} P_l^{*}(z).dz \qquad \text{(III. 76)}$$

a=max (B/2, 0.50) en mètres, b=min (a, h) h est la hauteur de la hauteur de la couche résistante dans laquelle la pointe est encastrée. Dans un sol homogène h=b=0 et a est égal à B/2 pour des diamètres supérieurs à 1.0 m. la zone d'influence de la résistance en pointe sera, dans ce cas, épaisse de 1.5 fois B sous la pointe.

L'expression précédente peut se simplifier en utilisant une sommation :

$$P_{le}^{*} \approx \frac{1}{b+3.a}\sum_{D-b}^{D+3.a} P_l^{*}\Delta z \qquad \text{(III. 77)}$$

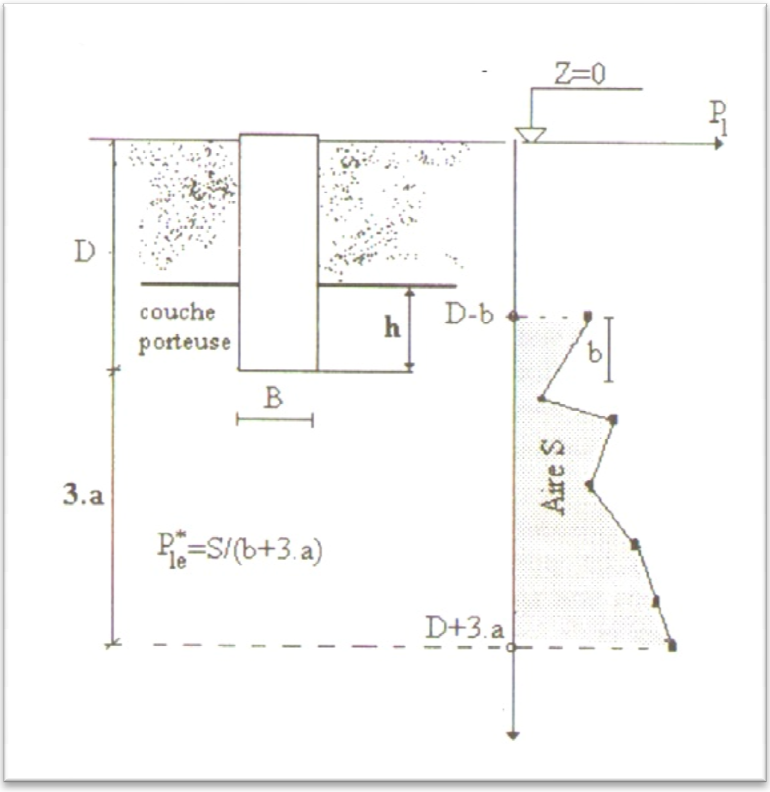



**Figure III.16 :** Schéma de calcul de la résistance en pointe

Identiquement aux cas d'une fondation superficielle, la fiche équivalente est celle qui permet d'étudier le même pieu dans un sol homogène caractérisé par une pression limite égale à $P_{le}^*$ . En pratique, on utilise la formule approchée de sommation des N mesures nettes $P_l^*$ le long du pieu, en considérant un pas $\Delta z_i$ entre deux mesures consécutives :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \sum_{i=1}^{i=N} P_{li}^* \Delta z_i \qquad \text{(III. 78)}$$

$P_{le}^*$ Et $D_e$ se réduisent évidemment en cas d'un sol homogène idéal à $P_l$ et $D$ respectivement. La résistance en pointe se calcule comme suit :

$$q_1 = k_p . P_{le}^* \qquad \text{(III. 79)}$$

Le facteur de portance $k_p$, dépendant de la nature du sol et du mode d'installation du sol, est donné par le tableau suivant :

| Nature du sol | | Pieu ne refoulant pas le sol | Pieu refoulant le sol |
|---|---|---|---|
| Argile/Limon | A | 1.10 | 1.40 |
| | B | 1.20 | 1.50 |
| | C | 1.30 | 1.60 |
| Sables/Graves | A | 1.00 | 4.20 |
| | B | 1.10 | 3.70 |
| | C | 1.20 | 3.20 |
| Craies | A | 1.10 | 1.60 |
| | B | 1.40 | 2.20 |
| | C | 1.80 | 2.60 |
| Marnes, Marno-calcaires | | 1.80 | 2.60 |
| Roches altérées | | 1.10-1.80 | 1.80-3.20 |

Le frottement latéral limite $q_s$ augmente linéairement avec la pression limite nette, à la même profondeur. Il dépend en fait de la nature du sol entourant le pieu et du mode d'installation du pieu. Le choix de la courbe $qs = f(P_l^*)$ est fait à partir du tableau et la détermination de $q_s$ se fait à partir d'abaque.

La charge verticale limite se calcule comme suit :

$$Q_l = Q_p + Q_s = S.q_1 + P.\int_0^D q_s(z).dz \qquad \text{(III. 80)}$$

En absence d'un essai de chargement de pieu pour la détermination expérimentale de la charge critique $Q_c$ celle-ci peut être estimée pour les pieux ne refoulant pas le sol (pieux forés, barrettes, puits,…) par :

$$Q_c = \frac{Q_p}{2} + 0.7xQ_s \qquad \text{(III. 81)}$$

Et pour les pieux refoulant le sol (pieux foncés, battus,…) par :

$$Q_c = 0.7xQ_p + 0.7xQ_s \qquad \text{(III. 82)}$$

Selon le CCTG-93, fascicule-62, le dimensionnement d'un pieu en compression se fait aux états limites comme suit :

**Etats limites ultimes.** Les efforts des combinaisons de charges fondamentale et accidentelle doivent être respectivement inférieurs à $0.7x\ Q_l$ et à $0.83xQ_l$.

**Etats limites de service.** Les efforts des combinaisons de charges rares et quasi-permanente doivent être respectivement inférieurs à $0.91x\ Q_c$ et $0.7x\ Q_c$.

## 5. Les tassements des fondations :

### 5.1. L'essai scissométrique :

Dans son état actuel, l'essai scissométrique est un essai à la rupture qui n'apporte aucun élément pour le calcul des tassements.

On serait en droit d'espérer pouvoir un jour, avec des appareils plus sophistiquées, déterminer le module de cisaillement d'où l'on déduirait le module de déformation. Mais il ne faudra pas oublier que ce module ne dépend pas seulement de la structure du sol, mai également de la nature et de l'intensité du champ de contraintes. De plus, l'anisotropie du sol introduira une compilation supplémentaire. Un tel module ne pourra pas être injecté directement dans une formule élastique.

Nous retiendrons donc pour l'instant que l'essai scissométrique est impuissant pour aborder un problème de tassement de semelle.

### 5.2. Essai de pénétration statique :

L'essai de pénétration statique étant l'un des essais in situ 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 (œdométriques ou élastiques) ou au coefficient de compressibilité.

### 5.2.1. Théorie de Buisman :

Buisman assimile la pointe du pénétromètre à une demi-sphère de rayon $r_0$. A une distance r du centre de la demi-sphère, la contrainte principale est radiale et son expression a été donnée par Boussinesq **[4]** :

$$\sigma_r = \frac{3.N}{2.\pi.r^2}\cos^2\theta \qquad (III.83)$$

Lorsque l'on enfonce la pointe de $d_{w0} = -d_r$, les contraintes en un point A de l'axe augmentant de :

$$d\sigma_r = d\left(\frac{3}{2}.\frac{N}{\pi r^2}\right) = -\frac{3.N}{\pi r^3}d_r = \frac{3.N}{r^3}d_{w0} \qquad (III.84)$$

Mais cette augmentation de contrainte produit une augmentation de tassement $d_{w1}$ :

$$d_{w1} = \int_{\infty}^{r0}\frac{d\sigma_r}{E_0}d_r = \int_{\infty}^{r0}\frac{3.N}{E_0\pi r^3}d_{w0}d_r = \frac{3.N}{2\pi r_0^2 E_0}d_{w0} \qquad (III.85)$$

Où $E_0$ désigne un module de déformation du sol que nous ne préciserons pas davantage pour l'instant.

Si $d_{w1} \geq d_{w0}$, la pointe continue à s'enfoncer indéfiniment sous la charge N.

L'inégalité précédente s'écrit encore :

$$\frac{3.N}{2\pi r_0^2 E_0}d_{w0} \geq d_{w0} \qquad (III.86)$$

Ou :

$$\frac{3}{2}.\frac{N}{\pi r_0^2} \geq E_0 \qquad (III.87)$$

Or, comme :

$$\frac{N}{\pi r_0^2} = q_c \qquad (III.88)$$

$$\frac{3}{2}q_c \geq E_0$$

Donc à la limite : $E_0 = \frac{3}{2}q_c$

$E_0$ Apparaît donc jusqu'ici comme un module de compression. Mais au lieu de s'arrêter là Buisman a cherché à relier ce paramètre à l'essai œdométrique.

On sait en effet, que le tassement de consolidation $\Delta h$ d'une couche d'épaisseur h est donné par l'équation de Terzaghi.

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{c_c}{1+e_0} log\left(1+\frac{\Delta p}{p_0}\right) = \frac{c_c}{2.3(1+e_0)} log\left(1+\frac{\Delta p}{p_0}\right) \qquad (III.89)$$

Où :

$c_c$ = coefficient de compressibilité

$e_0$= indice des vides pour la pression $p_0$

$p_0$= poids des terres dans un sol normalement consolidé.

Si $\frac{\Delta h}{h}$ est petit, on peut écrire :

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{c_c}{2.3(1+e_0)}.\frac{\Delta p}{p_0} \qquad (III.90)$$

Or, par définition : $\frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta p}{E_0}$ (III.91)

D'où : $E_0 = \frac{2.3(1+e_0)}{c_c}.p_0$ (III.92)

Posons : $\frac{2.3(1+e_0)}{c_c} = c$ (III.93)

On obtient : $E_0 = cp_0$ (III.94)

$E_0$ Apparaît donc maintenant comme le module œdométrique qui n'est pas constant, car il dépend de la pression appliquée à l'échantillon.

La formule de Buisman s'écrit finalement :

$$c = 1.5\frac{q_c}{p_0} \qquad \text{(III. 95)}$$

Où : $c$= constante de compressibilité.

Le tassement s'exprime alors par :

$$\Delta h = \frac{h}{p_0 c}.\Delta p \qquad \text{(III. 96)}$$

### 5.2.2. Méthode pratique 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 :

  $$E_0 = 2q_c \qquad \text{(III. 97)}$$

  Qui n'est autre qu'une expression particulière de la formule de Buisman.
- Le siège principal des tassements s'étend à une profondeur égale à deux fois la largeur B de la semelle et l'on peut négliger le tassement des couches plus 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 2 B et dont la hauteur (valeur maximale de$I_z$ ) serait de 0.6 à la profondeur B/2 (**figure III.17**).

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

  $$w_0 = \int_0^{2B} \frac{\sigma(z)}{E_0(z)} d_z = \Delta p \int_0^{2B} \frac{I_z}{E_0(z)} d_z \qquad \text{(III. 98)}$$

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

Pratiquement, à partir du pénétrogramme, on décompose le sol en tranches horizontales d'épaisseur $\Delta z_i$, telles que dans chaque couche le terme de pointe puisse être considéré comme constant, ainsi par conséquent, que le module de déformation.

Le tassement de la couche de rang i et d'épaisseur $\Delta z_i$, comprise entre les plans de cote $z_i$ et $z_{i+1}$ est donc :

$$\Delta w_i = \Delta p \int_{z_i}^{z_{i+1}} \frac{I_z}{E_{0i}} d_z = \frac{\Delta p}{E_{0i}} \int_{z_i}^{z_{i+1}} I_z d_z \qquad \text{(III. 99)}$$

Or la deuxième intégrale est égale à la surface du trapèze découpé par la courbe $I_z$ par la couche i

Cette surface peut encore s'écrire :

$$I_{zi} \Delta_{zi}$$

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

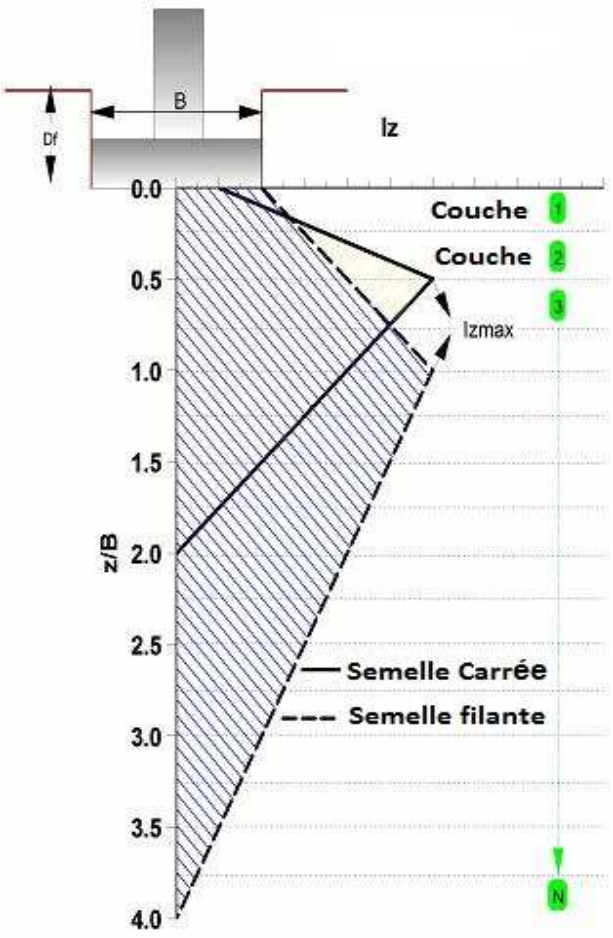



**Figure III.17 :** Méthode pratique de Schmertmann

Le tassement de la semelle est alors :

$$w_0 = \Delta p \sum_{1}^{n} \frac{I_{zi}}{E_{0i}} \Delta_{zi} = \frac{\Delta p}{E_{0i}} \sum_{1}^{n} \frac{I_{zi}}{q_{ci}} \Delta_{zi} \qquad (\text{III.}100)$$

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 :

$$c_1 = 1 - 0.5 \left( \frac{p_0}{\Delta p} \right) \qquad (\text{III.}101)$$

- Un terme $c_1$ qui prend en compte le fluage du sable et qui permet donc d'estimer le tassement au bout de t années :

$$c_2 = 1 + 0.2\ log\left(\frac{t}{0.1}\right) \qquad \text{(III. 102)}$$

Finalement le tassement au temps t sera :

$$w = c_1 c_2 \Delta p \sum_1^n \frac{I_{zi}}{E_{0i}} \Delta_{zi} = c_1 c_2 \frac{\Delta p}{2} \sum_1^n \frac{I_{zi}}{q_{ci}} \Delta_{zi} \qquad \text{(III. 103)}$$

En terrain homogène, cette relation devient :

$$w = 0.3 c_1 c_2 \frac{B \Delta p}{q_c} \qquad \text{(III. 104)}$$

Schmertmann a comparé quelques résultats de tassements calculés avec sa méthode à des tassements réellement mesurés.

## 5.3. Essai pressiométriques MENARD :

**Cette évaluation n'est valable qu'en dehors du cas de consolidation.**

$$s_f = s_c + s_d \qquad \text{(III. 105)}$$

$s_c$ : Tassement sphérique

$s_d$ : Tassement déviatorique

### 5.3.1. Sol homogène:

$$s_c = \frac{\alpha}{9 \text{ x } E_M} (q' - \sigma'_{v0}) \text{x } \lambda_c \text{x } B \qquad \text{(III. 106)}$$

$$s_d = \frac{2}{9 \text{ x } E_M} (q' - \sigma'_{v0}) \text{x } B_0 \left(\lambda_d \frac{B}{B_0}\right)^{\alpha} \qquad \text{(III. 107)}$$

$\mathbf{B_0}$ : 0,6 m.

$\boldsymbol{B}$ : Largeur de la fondation.

$\boldsymbol{q'}$ : Composante normale de la contrainte effective moyenne appliquée au sol par la fondation.

$\boldsymbol{\sigma'_{v0}}$: Contrainte verticale effective calculée avant travaux au niveau de la fondation (tient compte du poids des terres enlevées lors du terrassement).

$E_M$ : Module pressiométrique.

$\alpha$: Coefficient rhéologique $E_{pressio} = \alpha . Eoed$ (module œdométrique) qui dépend de la nature du sol.

$\lambda_c$ Et $\lambda_d$ : coefficients de forme.

Les valeurs de **α** proposées par L. MENARD figurent au tableau suivant **[12]**:

| | **Tourbe** | **Argiles** | | **Limons** | | **Sables** | | **Gravés** | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Type** | **α** | $E_M/P_1$ | **α** | $E_M/P_1$ | **α** | $E_M/P_1$ | **α** | $E_M/P_1$ | **α** |
| **Surconsolidé ou très serré** | - | > 16 | 1 | 2/3 | > 12 | 1/2 | > 10 | 1/3 | - |
| **Normalement consolidé ou normalement serré** | 1 | 9 - 16 | 2/3 | 8 - 14 | 1/2 | 7 - 12 | 1/3 | 6 - 10 | 1/4 |
| **Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche** | - | 7 - 9 | 1/2 | 5 - 8 | 1/2 | 5 - 7 | 1/3 | - | - |

Les valeurs de $\lambda_c$ Et $\lambda_d$ prennent en compte le caractère tridimensionnel du calcul du tassement des semelles isolées **[12]**:

| **L/B** | **Cercle** | **Carré** | **2** | **3** | **5** | **20** |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $\lambda_c$ | 1.00 | 1.10 | 1.20 | 1.30 | 1.40 | 1.50 |
| $\lambda_d$ | 1.00 | 1.12 | 1.53 | 1.78 | 2.14 | 2.65 |

## 5.3.2. Sol hétérogène

En principe les sols hétérogènes sont des sols de même nature mais dont les caractéristiques varient de façon sensible.

On découpe le sol en couches égales à B/2 jusqu'à 8B (**Figure III.17**)

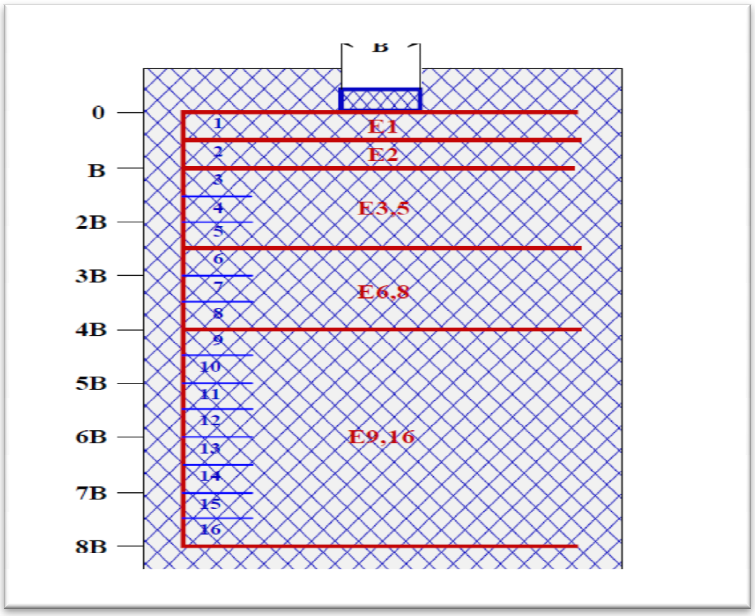



**Figure III.17:** Décomposition du terrain

$$s_c = \frac{\alpha}{9 \text{ x } E_c}(q' - \sigma'_{v0})\text{x}\,\lambda_c\text{x}\,B$$

$$s_d = \frac{2}{9 \text{ x } E_d}(q' - \sigma'_{v0})\text{x B}_0 \left(\lambda_d \frac{B}{B_0}\right)^{\alpha}$$

Avec : $E_c = E_1$

Et $E_d$:

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85.E_2} + \frac{1}{E_{3.5}} + \frac{1}{2.5.E_{6.8}} + \frac{1}{2.5.E_{9.16}} \qquad (\text{III.}108)$$

$\boldsymbol{E_{i.j}}$ Est la moyenne harmonique des modules mesurés dans les tranches i à j.

$\frac{3}{E_{6.8}} = \frac{1}{E_6} + \frac{1}{E_7} + \frac{1}{E_8}$ (Par exemple pour les tranches de sol de 6 à 8)

Si les valeurs E9 à E16 ne sont pas reconnues, mai supérieures aux valeurs sus-jacentes, Ed est donné par :

$$\frac{3.6}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85.E_2} + \frac{1}{E_{3.5}} + \frac{1}{2.5.E_{6.8}} \qquad (\text{III.}109)$$

Si, de plus les modules E6 à E8 ne sont pas connus, Ed est donnée par :

$$\frac{3.2}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85.E_2} + \frac{1}{E_{3.5}} \qquad (\text{III.}110)$$

### 5.3.3. Cas Particulier :

Sol compact sur sol mou

En pratique, on utilise la méthode de la semelle fictive qui consiste à prendre un angle de répartition de 27° (*1H /2V*) **(Figure III.18).**

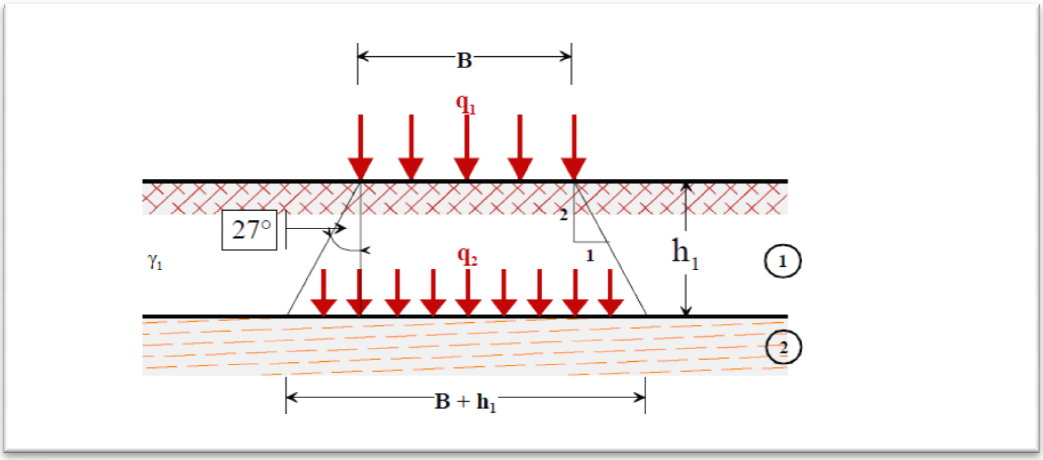



**Figure III.18 : Schéma du principe de la semelle fictive**

On calcule la portance du sol N°2 sous la contrainte :

$$q_2 = q_1 \frac{B}{B + h_1} + \gamma_1 \mathrm{x}\, h_1 \qquad \text{(III. 111)}$$

## 6. Conclusion :

A travers ce chapitre, se dégage clairement l'utilité des essais in situ pour le dimensionnement et la conception des fondations ; La maitrise de l'interprétation et des méthodes de calcul à la base de ces essais est d'une grande importance pour les ingénieurs géotechniciens.

# Chapitre IV :

## Le Pénétromètre dynamique (Interprétation et corrélations).

# 1. Introduction :

Les pénétromètres dynamiques ont été initialement conçus en vue d'obtenir des données qualitatives sur la résistance à la pénétration dans le sol et, en particulier pour déterminer la compacité des sols pulvérulents qui sont habituellement difficiles à échantillonner. Aujourd'hui, leurs utilisations s'est étendue pour inclure le dimensionnement des fondations sur pieux par la détermination de la charge et l'encastrement requis des pieux, et la détermination de la capacité portante du sol support des fondations superficielles.

Il est souligné que pour déterminer la capacité portante des sols support des semelles superficielles, l'utilisation du pénétromètre dynamique est applicable uniquement dans les cas suivants:

- La sélection préliminaire du type de la fondation.
- Le dimensionnement des fondations dans le cas d'une enquête plus détaillée, soit en raison du coût de la structure, ou de la difficulté de récupérer des échantillons intacts, comme c'est généralement le cas pour les matériaux pulvérulents.
- Refus à la pénétration dans les couches de résistance hautement alluvionnaire lors des essais au pénétromètre statique.

# 2. Types des pénétromètres dynamiques :

Il existe trois types de pénétromètre dynamique avec une pointe en forme de cône :

## 2.1. Pénétromètre dynamique pour lequel la tige et la pointe ont le même diamètre :

Ce type d'appareil enregistre simultanément le frottement et la résistance de pointe. Il n'est pas possible d'évaluer l'une des deux composantes de la résistance totale indépendamment ; A cause de cette limitation, il est utilisé uniquement pour déterminer la capacité portante des pieux. Son utilisation dans ce but est ouverte à la critique parce que la variation de la résistance à la pénétration dépend du diamètre et de la possibilité que la charge soit portée par la pointe. ce type de pénétromètre dynamique devrait être abandonné.

## 2.2. Pénétromètre dynamique pour lequel le diamètre de la tige est légèrement plus petit que celui du cône :

Théoriquement, ce type de pénétromètre enregistre seulement la résistance en pointe. Toutefois, lorsqu'il est utilisé dans le sable propre, le sable peut s'ébouler dans le trou créant ainsi des frottements le long de la tige. Le frottement développé est généralement très faible par rapport à la résistance en pointe. Malgré cet inconvénient, ce type de pénétromètre est le plus largement utilisé. L'appareil **Couard** est un pénétromètre de ce genre (**Figure IV.1**)

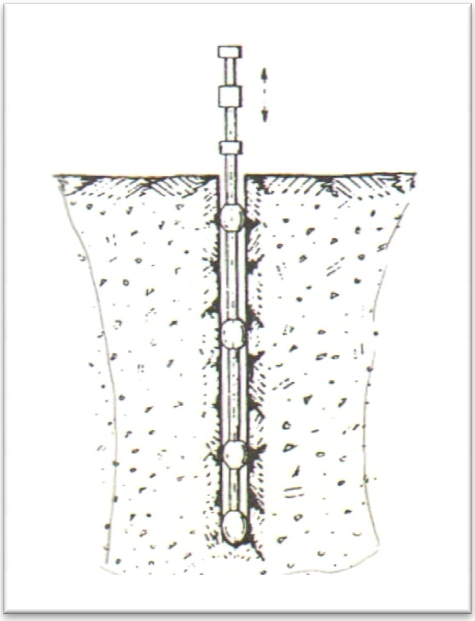


**Figure IV.1 :** Pénétromètre dynamique Couard

Au Canada, G.G. Meyerhof utilise un pénétromètre ayant une pointe dure. Le cône reste dans le trou lorsque les tiges sont extraites. Il existe un pénétromètre similaire aux États-Unis qui a l'avantage d'éviter le calage des outils lors de la récupération. Afin de faire une comparaison des résultats des tests, l'énergie utilisée pour faire avancer les tiges est identique à celle utilisée pour le SPT.

Selon Meyerhof, le frottement latéral exercé par le sol sur les tiges peut être négligé jusqu'à une profondeur de 10 m dans la plupart des cas où les sols non cohérents sont situés au-dessus de la nappe phréatique.

Mohan et Sen Gupta 1970 ont proposés d'éliminer le frottement du sol sur les tiges dans la pénétration au cône dynamique par la circulation de boue de bentonite (figure IV.2).

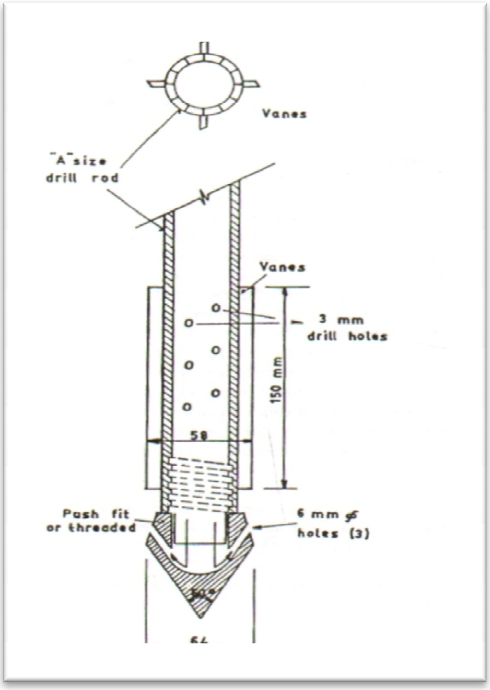



**Figure IV.2 :** Cône dynamique avec injection de la boue.

Une petite longueur de la tige de forage, juste au-dessus du cône est trouée sur les côtés et porte quatre ailettes en acier qui sont soudées à elle. Tout l'Assemblage est enfoncée dans le sol par chocs répétés d'un mouton d'une hauteur de chute généralement de 75cm. Le nombre de coups de pénétration de 20 cm détermine la valeur de la résistance en pointe. L'enfoncement du cône et le pompage de boue de bentonite (5 % dans l'eau) sont exécutés simultanément.

Le coulis sort par les trous de décharge dans le cône et aussi par l'intermédiaire des tiges de forage contenant les ailettes, il s'écoule à la surface par la rotation des tiges pour chaque profondeur de 20 cm de pénétration. Pour éviter d'endommager la tête d'injection d'eau par les coups du marteau, une connexion de tube flexible est introduite entre l'ensemble d'entraînement et la tête pivotante.

### 2.3. Pénétromètre dynamique pour lequel le diamètre des tiges est plus petit que celui du cône mais dont le diamètre extérieur de la tige mobile est le même que celui du cône :

La tige creuse externe agit comme une enveloppe qui empêche le sol de toucher les tiges centrales reliés à une pointe ; Le frottement est donc éliminé. Ce type de pénétromètre n'est pas largement utilisé car il est coûteux et de fonctionnement trop compliqué.

## 3. Remarques sur la pénétration dynamique:

Les remarques suivantes s'appliquent pour le pénétromètre dont le diamètre du cône est légèrement plus grand que celui de la tige. En d'autres termes, il est supposé que la résistance en pointe est la seule mesurée. En gros, ce type de pénétromètre a une pointe conique de 35-60 mm de diamètre et d'un angle au sommet de 45°-60°.

Parmi les différentes applications de ces types de pénétromètres, un accent particulier est fait dans ce chapitre sur la détermination de la capacité portante admissible des fondations, en utilisant les nombres de coups obtenus dans divers types de sol. Il y a plusieurs formules en usage pour déterminer la résistance en pointe du sol, bien que peu de valeurs soient utiles.

La formule la plus commune est celle développée par les hollandais. Caquot croit qu'elle est la plus précise, à condition que la compression élastique du pieu, ou du pénétromètre lors de son enfoncement soient pris en considération.

La formule néerlandaise suppose que l'énergie motrice est absorbée par la pointe. Elle peut être exprimée de la façon suivante :

$$R_d = \frac{M^2\ g\ H}{[S_p\ e\ (M + M')]} \qquad (IV.1)$$

Où :

$R_d$= unité résistance en decanewton par $cm^2$ (daN/cm2) ou en bars ;

$e$ = pénétration par coup, en cm ;

M = masse du mouton, en Kg ;

H = hauteur de chute du marteau, en cm ;

M′ = masse totale de l'enclume, du guide et des tiges, en kg ;

$S_p$ = section transversale de la pointe, en cm2.

$g$ : Accélération de la gravité terrestre (10 m/s2).

Un facteur de sécurité de 6 est habituellement utilisé pour déterminer la capacité portante admissible d'un pieu. Cela peut sembler excessif, mais il prend en compte le fait que toute l'énergie fournie par le mouton n'est pas totalement utilisée pour faire pénétrer les tiges ; Elle est en partie dissipée par compression élastique.

Afin d'estimer la capacité portante d'un pieu lors d'un test de pénétration, un facteur supplémentaire $e_1$ doit être introduit dans le dénominateur pour tenir compte de la compression élastique du pieu. La formule modifiée du néerlandais est alors exprimée comme suit :

$$R_d = \frac{M^2 gH}{\left[S_p(e+e_1)(M+M')\right]} \qquad (IV.2)$$

Aux États-Unis, cette formule est connue comme la " Engineering New formula ".

Dans la pratique, il est plutôt difficile d'estimer correctement la valeur de $e_1$.

Plusieurs auteurs ont tenté d'établir des résultats comparatives entre la capacité portante des pieux tel que déterminé à partir d'essais de chargement statique, des essais de pénétration statique et de la résistance à la pénétration. Les résultats offrent une assez bonne corrélation.

M. Buisson a présenté son travail lors de la réunion de mécanique des sols de 1952 à Paris. Les données se rapporte à un grand nombre d'observations et les conclusions suivantes ont été tirées ensuite **[5]**:

" soit $Rs$ la capacité portante d'un pieu (portance et frottement) comme déterminé à partir des essais de chargement statique et soit Rd la valeur de la résistance tel que déterminé par la formule néerlandaise de la pénétration dynamique (sans le facteur de correction pour la compression élastique). Il a été remarqué que tant que la pénétration par coup a dépassé 2,5mm, la ration $Rs/Rd$ est environ 0,75 dans le cas des sols sableux. Le ratio varie linéairement de 1,00 à 0,75 lorsque la pénétration par coup varie de 0 à 0,25 mm.", Buisson a fait remarquer que:

« dans le sable grossier et dans le mélange de gravier et de sable, le ratio dépasse la valeur de 1. Pour les sols argileux ou argiles organiques, le rapport $Rs/Rd$ est aussi compris entre 0,3 et 0,5 ».

R.L'Herminier et Y. Tcheng ont confirmés les observations de Buisson. Afin de déterminer la résistance du pénétromètre statique à partir des données du pénétromètre dynamique, la formule néerlandaise (sans le facteur de correction) peut être utilisée avec un coefficient de 0,5 à 0,75 ; Ceci est vrai pour la majorité des cas. Rarement, le coefficient peut être faible : 0,3 (argiles molles ou sables lâches) ou aussi haut que 1 (sable grossier avec valeur de frottement élevée).

L'expérience personnelle de Sanglerat, basé sur des tests effectués depuis 1964 a indiqué que les coefficients recommandés ci-dessus donnent des résultats satisfaisants.

## 4. Interprétation des essais de la pénétration dynamique pour les fondations superficielles :

La capacité portante ultime du sol est déterminée par des méthodes différentes selon le type des fondations. La plus grande différence dans les méthodes se produit entre la détermination de la capacité portante ultime des fondations superficielles (D/B < 4) et celle des fondations profondes (D/B>10).

L'expression «"fondation superficielle" ou " profonde " » est relative bien sûr. Une fondation radier, 10 par 10 m à une profondeur de 5 m est considéré comme une fondation superficielle, alors qu'un pénétromètre ayant pénétré dans une profondeur de 50 cm doit être considéré comme une fondation profonde aux fins de déterminer la capacité portante ultime.

En général, dans le cas des fondations superficielles (ou des fondations avec une base élargie), la portance admissible du sol peut être estimée en divisant la résistance dynamique de l'essai pénétrométrique obtenu par un facteur de 20: **[5]**

$$q_{ad} = \frac{R_d}{20} \qquad \text{(IV. 3)}$$

Cette règle n'est applicable que pour les sols non cohérents et pour les fondations superficielles qui ont un rapport de 1 < D/B < 4.

Si le rapport de D/B est inférieur à 1 dans le cas d'une cohésion du sol, la capacité portante admissible est surestimée, d'où une analyse du problème est nécessaire.

Pour le calcul de la capacité portante des fondations superficielles, on n'estime que les valeurs du facteur de sécurité obtenues à partir des données de pénétromètre analysées comme une fondation profonde, comme il est indiqué dans les paragraphes suivants, conformément aux méthodes dérivées par Caquot et Kerisel (1966).

### 4.1. Les sols Pulvérulents (φ≠0 et c = 0) :

Selon Caquot et Kerisel, la résistance en pointe du pénétromètre agissante à une faible profondeur (jusqu'à 0,50 m pour un diamètre de point de 60 mm par exemple) peut être exprimée par l'équation :

$$R_1 = \gamma . D . N_q^{'} \qquad (IV.4)$$

Où :

$\gamma$ = poids volumique du sol ;

D = profondeur de la pointe du pénétromètre ;

$N_q^{'}$= coefficient dépendant de l'angle de frottement interne (pour les Fondations profondes) ;

$R_1$ Correspond à la résistance statique qui peut être déduite de l'essai dynamique.

Dans le cas des « fondations superficielles », situé à la même profondeur D, la capacité portante du sol est :

$$R_2 = \gamma . D . N_q + \left(\frac{\gamma B}{2}\right) N_\gamma \qquad (IV.5)$$

Où :

$N_q$ et $N_\gamma$ dépendent de l'angle $\varphi$

$B$ est la largeur de la Fondation.

Les valeurs de ces deux coefficients sont présentées ci-dessous :

$$N_q' = e^{7tan\varphi} = 10^{3.04tan\varphi} \qquad (IV.6)$$

Expression dérivée par Caquot et Kerisel en 1956 :

$$N_q = tan^2\left(\frac{\pi}{2} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi tan\varphi} \qquad (IV.7)$$

Supposons que le terme $\gamma B/2N_\gamma$ est négligeable et le rapport de la résistance en pointe du pénétromètre statique à la résistance dynamique est de 0,5, le rapport de la capacité portante du sol sous la fondation à la résistance statique est :

$$\frac{R2}{R1} = \frac{Nq}{Nq'} \qquad (IV.8)$$

Connaissant les valeurs du rapport $R2/R1$ en fonction des valeurs de φ, les valeurs du coefficient de sécurité peuvent être calculées lorsque la charge admissible est supposée égale à 1/20 de la résistance en pointe du pénétromètre dynamique.

Le tableau ci-dessous présente quelques valeurs du rapport $R2/R1$ et du Coefficient de sécurité pour les valeurs de φ allant de 10°à 40°:

| **φ** | **R2/R1** | **Facteur de sécurité** |
|---|---|---|
| 10° | 0.73 | 7.3 |
| 20° | 0.52 | 5.2 |
| 30° | 0.36 | 3.6 |
| 40° | 0.22 | 2.2 |

En réalité, lorsque la capacité portante admissible $q_{ad}$ est choisie pour être 1/20 de la résistance en pointe dynamique ($q_{ad} = Rd/20$), la valeur du coefficient de sécurité est moins prononcée que celle indiquée sur Le tableau précédent. Cela est dû à :

**(A)** Les valeurs indiquées sont obtenues en négligeant le terme$(\gamma B/2)\ N_\gamma$ . Cette application est valide pour les sols qui ont un angle de frottement interne faible **(<10°)**, mais la valeur de l'expression est d'environ la moitié de $\gamma DN_q$ pour un angle de frottement interne de 30° ou plus, et pour le rapport D/B s'approchant de 1**.**

En outre, il est souligné que le rapport de la résistance statique à la résistance dynamique $R_s/R_d$ se rapproche de l'unité pour les sables grossiers avec des grandes valeurs de φ.
Dans les valeurs présentées dans le tableau ce rapport est supposé être égal à 0,5.
Pour résumer, le facteur de sécurité est rarement inférieur à 4 pour les angles de frottement interne élevé lorsque l'équation ci-dessus est utilisée de manière arbitraire.

**(B)** Il est souligné que le rapport $R_s/R_d$ peut être inferieur à 0,3 quand le sable a une densité très faible. Si cette nouvelle valeur est utilisée au lieu de 0,5 lorsqu'il s'agit de sable très lâche, la valeur du facteur de sécurité pour une valeur de φ =10° est de 4,4 au lieu de 7,3. La règle générale suivante peut être déclarée : Dans la plupart des cas, lorsque la pression admissible est considérée comme 1/20 de la capacité portante ultime calculée à partir des données du pénétromètre dynamique par la formule néerlandaise, le facteur de sécurité est d'environ 4 pour les sols non cohérents.

### 4.2. Les sols cohérents (φ=0 et c ≠ 0) :

La résistance en pointe du pénétromètre statique peut être exprimée par la formule suivante :

$$R_1 = \gamma D + cN_c \qquad (IV.9)$$

Où $\gamma D$ est déjà défini ; c = la cohésion ; $N_c$= coefficient numérique qui varie de 7 à 11.

La valeur moyenne de 9 est adoptée conventionnellement, et est utilisée par Meyerhof. L'équation ci-dessus peut alors être écrite comme suit:

$$R_1 = \gamma D + 9.c \qquad (IV.10)$$

$R_1$ Correspond à la résistance statique, déterminée à partir du pénétromètre statique

Pour les semelles continues et isolées et pour de faible profondeur, la capacité portante ultime peut être estimée de l'équation de Caquot et Kerisel ou Terzaghi comme indiqué ci-dessous :

$$R_2 = \gamma D + (2 + \pi)c = \gamma D + 5.14\, c \qquad (IV.11)$$

Pour les semelles isolées, carrées ou circulaires, la valeur de $N_c$ est plus ou moins égale à 6.2

Pour ces conditions, le rapport de la capacité portante ultime du sol sous la fondation et à la pointe du pénétromètre statique est de :

$$5.6\ c/9\ .c = 0.6 \qquad \text{(IV. 12)}$$

En supposant que le rapport $R_s/R_d$ est égal à 0,5 et que la pression admissible sous la semelle est de 1/20 de la capacité portante ultime de l'essai de pénétromètre dynamique, le facteur de sécurité serait environ de 6.

Il est souligné plus haut dans ce chapitre que pour les argiles, le rapport $R_s/R_d$ peut être aussi 0,3. Pour cette valeur du rapport, le facteur de sécurité est seulement égal à 3,6

### 4.3. Sols ayant un angle de frottement et une cohésion différents de zéro (φ≠0 et c≠0) :

Dans ces cas courants, les valeurs de $R_1$ et $R_2$ sont exprimées comme indiqué ci-dessous :

$$R_1 = \gamma D N_q' + \frac{c}{tan\varphi}\left(N_q' - 1\right) \qquad \text{(IV. 13)}$$

$$R_2 = \gamma D N_q + \frac{c}{tan\varphi}\left(N_q - 1\right) + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma \qquad \text{(IV. 14)}$$

Les symboles sont déjà définis.

$R_1$ est la résistance du pénétromètre obtenu à partir des données d'essais de pénétration statique.

Si le terme $\frac{\gamma B}{2} N_\gamma$ est négligeable, le rapport de la capacité portante ultime du sol sous la fondation à la résistance en pointe du pénétromètre statique est de:

$$\frac{R_2}{R_1} = \frac{N_q}{N_q'} \cdot \frac{\left[(\gamma D tan\varphi)/_c\right] + \left[\frac{N_q - 1}{N_q}\right]}{\left[(\gamma D tan\varphi)/_c\right] + \left[\frac{N_q' - 1}{N_q'}\right]} \qquad \text{(IV. 15)}$$

Cette expression est similaire à celle présentée pour les sols pulvérulents, où le terme cohésion apparaît comme un facteur. Si la pression admissible du sol est supposée égale à 1/20 de la

résistance en pointe du pénétromètre dynamique, les facteurs de sécurité sont généralement un peu plus petits que ceux obtenus pour les sables.

Si on suppose que le facteur de cohésion dans l'expression ci-dessus est égal à 1, le ratio est identique à celui des sols de faible cohésion.

Pour les sols cohérents, le terme $\frac{\gamma B}{2} N_\gamma$, qui est négligé ici aussi, affecte le coefficient de sécurité à un degré moindre que celui des sols non cohérents. Le terme de cohésion est généralement proche de l'unité, mais ne dépasse jamais la valeur de 1. Pour les mêmes angles de frottement interne, le facteur de sécurité sera un peu moins conservateur lorsque le sol présente une cohésion.

L'exemple suivant est présenté afin d'illustrer les déclarations ci-dessus. Soit φ = 25° et c = 0, le rapport $R_2/R_1$, en négligeant le terme $\frac{\gamma B}{2} N_\gamma$, est :

$$\frac{R_2}{R_1} = \frac{N_q}{N_q'} = \frac{11.40}{26.16} = 0.44 \qquad \text{(IV. 16)}$$

Le facteur de sécurité devient 4.4 si le rapport $Rs/Rd$ est supposé égal à 0,5.

Si le sol est peu cohésif, par exemple c = 0,5 bars et φ = 25°, en partant des mêmes hypothèses, et en plus en prenant une valeur de 0,3 bars pour $\gamma D$ (une valeur commune rencontrée dans la pratique pour des semelles superficielle), le rapport devient: $R2/R1 = 0.44x0.91 = 0.40$.

Cela donne un coefficient de sécurité de 4 si une fois de plus le rapport $Rs\ /Rd\ =\ 0{,}5$.

Si le terme $\frac{\gamma B}{2} N_\gamma$ est inclus dans l'analyse, les valeurs des facteurs de sécurité n'auraient pas été sensiblement changées. Ceci augmenterait légèrement le facteur de sécurité pour le cas d'un sol pulvérulent.

## 4.4. Conclusion :

Les conclusions suivantes ont été présentées par L'Herminier et Tcheng (1965) **[5]**:

On ne peut affirmer que les essais au pénétromètre dynamique, qu'ils soient de type cône ou de type standard, sont un substitut pour les essais plus sophistiqués effectué dans des conditions contrôlées en laboratoire. Ils ne sont pas aussi fiables que l'essai de pénétromètre statique.

Il y a cependant, bon nombre de cas où faute de meilleurs moyens, les essais de pénétration dynamique donnent des informations importantes.

Il est toujours recommandé d'effectuer des essais de pénétration standard, ainsi que pour chaque étude de sol, il est nécessaire de faire des forages de trous. Cependant, il semble être imprudent d'effectuer des forages dans le seul but de faire des essais dynamiques. Dans les cas où les forages ne sont pas prévus, il est préférable d'utiliser le pénétromètre statique.

Considérant que l'interprétation des essais SPT est purement empirique, les données obtenues par le pénétromètre de type cône peuvent servir en conjonction avec les formules développées par Caquot et Kerisel ou de Terzaghi.

Les valeurs approximatives des facteurs de sécurité ont été déterminées de la relation entre la résistance en pointe des pénétromètres statiques et dynamiques. Cette relation est basée sur l'expérience acquise.

La valeur des facteurs de sécurité est plutôt élevée, mais il faut se rappeler que la méthode d'analyse a été développée pour des cas particuliers.

Lorsqu'une expérience est acquise, ou que des données fiables sont disponibles sur les sols étudiés, les facteurs de sécurité peuvent être diminués en changeant certaines règles présentées ci-dessus. Par exemple, lorsqu'il s'agit d'une fondation superficielle sur une couche de sable dense ou grossier, il est souhaitable de calculer la capacité portante admissible en divisant la résistance dynamique par 15 **[3]**:

$$q_{ad} = \frac{R_d}{15} \qquad (\text{IV.}17)$$

## 5. Théories de l'interprétation des diagrammes du pénétromètre dynamique pour les fondations profondes :

Les notes suivantes ont été élaborées par Aime Nadal, un ingénieur civil des ponts et chaussées à Paris. Ces notes résument l'expérience acquise depuis de nombreuses années en comparant les essais de pénétration avec le comportement des pieux de 500 mm de diamètre à différentes profondeurs dans différents types de sols. Les éléments suivants devraient être étudiés en collaboration avec **les figures IV (3/4 et 5)**.

Les diagrammes de pénétration sont obtenus à partir soit de l'enregistrement de la résistance à la pénétration des pieux ou de la résistance à la pénétration d'un pénétromètre dynamique.

Les diagrammes représentent la résistance dynamique en fonction de la profondeur. La résistance est calculée à partir de la formule dynamique appelée la formule néerlandaise.

La méthode d'interprétation des diagrammes ne concerne que les diagrammes de la résistance à la pénétration cités ci-dessus. D'autres méthodes de représentation de la résistance à la pénétration ne se prêtent pas à l'interprétation afin de déterminer la cohésion et l'angle de frottement interne, ou l'angle de cisaillement.

Une fois que ces valeurs sont connues, il est possible de corréler la représentation graphique de la résistance en pointe avec les problèmes des pieux et les fondations superficielles.

Une telle tentative à l'interprétation des diagrammes peut paraitre à première vue extrêmement difficile, mais le problème peut être abordé avec quelques idées simples et fondamentales qui forment une théorie pour la première approximation de l'interprétation des données. Cette approche est jugée satisfaisante pour l'ingénieur géotechnicien et peut servir de base pour une étude plus sérieuse menant à des résultats avec des précisions plus élevées.

Les trois principaux points de la théorie sont présentés ci-dessous.

### 5.1. L'équation fondamentale :

Contrairement aux avis couramment répandues, il semble exister une corrélation entre les formules statiques et dynamiques pour la détermination de la capacité portante des pieux.

Cependant, la corrélation n'est pas facilement décelable.

La première considération s'impose par le fait que les deux types de formule ne représentent pas la même résistance physique. Les formules statiques donnent la résistance à la pénétration d'un pieu, quelque temps après son enfoncement. Les formules dynamiques évaluent seulement la résistance instantanée à la pénétration sous l'impact du mouton qui est indiquée immédiatement après la pénétration du pieu.

La formule de la résistance statique est de :

$$R_s = P_s(c,\varphi) + L_s(c,\varphi) \qquad (IV.18)$$

Où : $P_s$ et $L_s$ sont respectivement la résistance en pointe et le cisaillement périphérique (frottement), l'expression de la résistance dynamique peut être écrite comme suit :

$$R_d = \alpha_i P_s(c,\varphi) + \beta_i L_s(c,\varphi) \qquad (IV.19)$$

Où $\alpha_i$ et $\beta_i$ sont des facteurs de réduction.

La formule dynamique présentée ci-dessus est l'équation fondamentale de cette théorie. L'expérience a montrée que les valeurs des coefficients de $\alpha_i$ et $\beta_i$ dépends de:

- La nature du sol dans lequel les pieux sont enfoncés;
- Le frottement entre le sol et le pieu ;
- Le diamètre des pieux pénétrés.

Les éléments ci-dessus doivent être pris en compte durant les enregistrements des résultats de pénétrations des pieux et des pénétromètres dynamiques.

## 5.2. Première approximation :

Actuellement, il n'existe aucune données expérimentales disponibles pour délimiter les valeurs des coefficients $\alpha_i$ et $\beta_i$. Comme première approximation, il a été remarqué que, pour la plupart des conditions de sol qui offrent peu de résistance à la pénétration et avec certaines limites qui sont énumérés ci-dessous, le coefficient de $\alpha_i$ est presque égal à **1** tandis que le coefficient $\beta_i$ est égale à zéro.

Par conséquent :

$\alpha_i = 1$ et $\beta_i = 0$

L'équation dynamique peut être écrite de la façon suivante :

$$R_d = P_s(c, \varphi) \qquad \text{(IV. 20)}$$

Les valeurs de ces coefficients sont applicables uniquement pour les types de sols suivants:

- Sols granulaires lâche à moyennement denses
- Sols cohérents, n'ayant aucune cohésion instantanée, comme : les limons argileux, sable argileux, graves argileuses et argiles de faible cohésion.

Il est important de noter que l'hypothèse de $\beta_i = 0$ est également applicable aux sols qui offrent une résistance modérée à la pénétration, où soit que des pieux métalliques sont utilisés ou que des pieux coulés en place sont construits avec des boyaux amovible. Ceci est également vrai lorsque le diamètre des pieux est important ou, quand l'énergie motrice est très importante pour l'enfoncement des pieux dans le gravier, dans le sable moyennement dense ou dans les argiles raides avec une faible teneur en eau.

## 5.3. Deuxième approximation :

Afin d'utiliser les équations (IV. 18) ou (IV. 19), il faut choisir la formule statique ou dynamique adéquate. La formule statique de Terzaghi est choisie parce qu'elle s'applique à un important éventail de conditions, quant à la formule dynamique néerlandaise, elle est choisie car adaptable à des encastrements importants ou aux conditions de refus.

Il est suggéré que la formule néerlandaise doit être écrite comme :

$$R_d = \frac{1}{\sigma_1} \cdot \frac{1}{\sigma_2} \cdot \frac{M^2 H}{(M+P)e} \cdot \frac{1}{A} \qquad \text{(IV. 21)}$$

Plutôt que la forme familière:

$$R_d = \frac{1}{\sigma}.\frac{M^2 H}{(M+P)e}.\frac{1}{A} \qquad (IV.22)$$

Le coefficient $\sigma_1$ est le coefficient de sécurité approprié ; $\frac{1}{\sigma_2}$ est un coefficient qui tient compte de la résistance dynamique.

Lorsque le facteur de sécurité est égal à 1, l'équation est :

$$R_d = \frac{1}{\sigma_2}.\frac{M^2 H}{(M+P)e}.\frac{1}{A} = \frac{1}{\sigma_2}.R_{dh} \qquad (IV.23)$$

Où $R_{dh}$ est la résistance calculée par la formule néerlandaise avec un facteur de sécurité de 1.

La valeur exacte du coefficient de $\frac{1}{\sigma_2}$ est inconnue, mais des expériences ont montré qu'il est très proche de 0.5. Lorsque cette valeur est donnée au coefficient $\frac{1}{\sigma_2}$ un facteur de sécurité de 3 est introduit, il correspond à la valeur habituelle du facteur de sécurité couramment utilisé dans l'ingénierie des fondations ($\sigma_1 = 3$).

L'équation (IV. 19) peut ensuite être réécrite comme :

$$1/2\ R_{dh} = \alpha_i P_s(c,\varphi) + \beta_i L_s(c,\varphi) \qquad (IV.24)$$

$$si\ \alpha_i = 1\ et\ \beta_i = 0$$

$$1/2\ R_{dh} = P_s(c,\varphi) \qquad (IV.25)$$

En utilisant les notations de Terzaghi :

$$1/2\ R_{dh} = N_q(\varphi)D + cN_c(\varphi) \qquad (IV.26)$$

L'équation (IV. 26) est une expression relativement simple. Cependant, elle contient deux inconnues. L'équation peut être résolue lorsqu'il est raisonnable de supposer que la valeur de c=0, ou dans certains cas rares, que la valeur de φ est nulle. Avec l'une ou l'autre de ces hypothèses, l'équation ci-dessus est facilement résolue.

Dans de nombreux autres cas, il est également possible d'estimer l'étendue des valeurs d'un paramètre ou des deux, pour la solution de l'équation. Une meilleure méthode, bien sûr, est d'avoir des données de laboratoire fiable à partir desquels on peut déduire les valeurs des deux inconnus.

**Quelques précautions à considérer :**

- les données du terrain ne peuvent être interprétées sans un degré raisonnable de bon jugement basé sur l'expérience. Cela consiste à prendre certaines corrections pour tenir compte des lectures incorrectes en raison de la répartition des différentes couches du sol, de leurs résistances respectives et leurs épaisseurs. Des tests sont affectés par dimensions du pénétromètre ainsi que par l'énergie utilisée pour obtenir une pénétration. Il est donc nécessaire d'avoir une information qualitative préliminaire concernant les sols.
- L'appareil utilisé est calibré afin que la charge peu être déterminée avec précision. De plus, le minimum de force pour pénétrer dans le sol doit être utilisé. Cette énergie minimale est exprimée par :

$$H_t = \frac{MH}{P} \qquad (\text{IV}.27)$$

Qui est la hauteur théorique de chute du marteau et qui prend en compte l'énergie d'entraînement par rapport à la masse du pieu.

Trois exemples sont présentés par Nadal au sujet de l'application de cette théorie

**Example1 : chantier de construction à Saint-Martin d'Hères (France) [5]**

Se référant à la figure IV.3, on remarquera qu'il y a une très bonne corrélation entre la résistance dynamique obtenue par la pénétration d'un tuyau de 60 mm et la pénétration d'un pieu de 500 mm. La bonne corrélation, à n'importe quelle profondeur, explique la validité de l'hypothèse de $\beta i = 0$, car la similitude de la résistance de ces diamètres très différentes ne peut s'expliquer que si le terme $\beta i$ est égale à zéro.

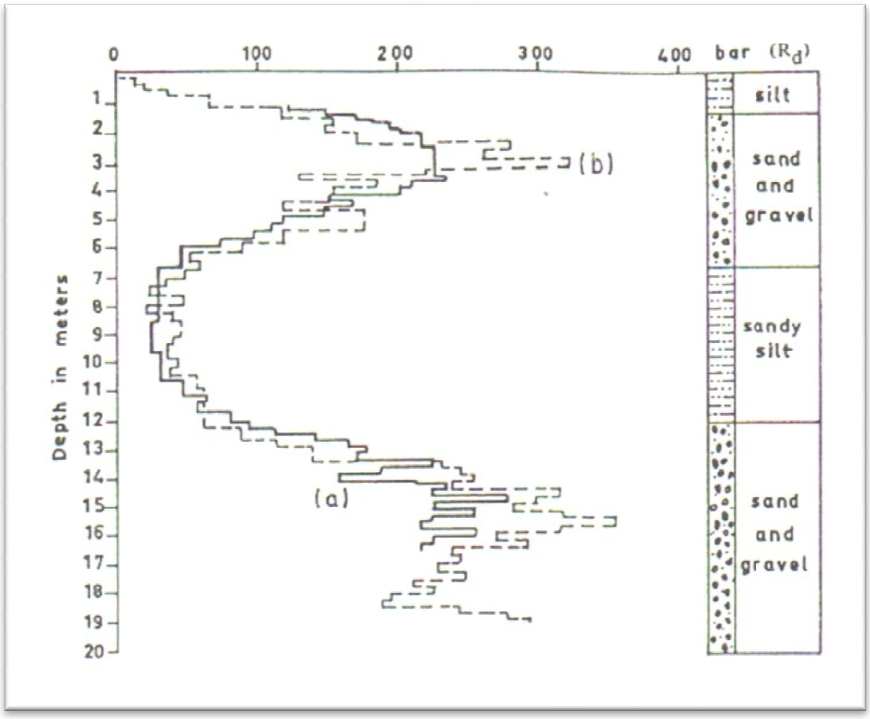



**Figure IV.3 :** Comparaison entre la conduite des pieux et l'essai de pénétration dynamique (**Saint-Martin**)

**Example2: chantier de Méry-sur-Oise (France) [5]**

Cet exemple montré sur la figure IV.4, est intéressant car il reprend la plupart des discussions présentées ci-dessus.

quatre diagrammes sont Superposé sur le graphique représentant les résultats de pénétration d'un tuyau d'acier de 500 mm de diamètre à l'aide d'un largage de marteau de 2, 4, 6 et 8 m. le graphique comprend également des résultats de la résistance en pointe d'un pénétromètre statique (35 mm de diamètre). Les caractéristiques du sol sur le site sont indiquées sur le journal de forage.

On remarquera que les diagrammes de la pénétration du tuyau et le diagramme de pénétration statique ont la même apparence. La suite de la discussion portera sur les points supplémentaires qui sont communs aux deux types d'enregistrements.

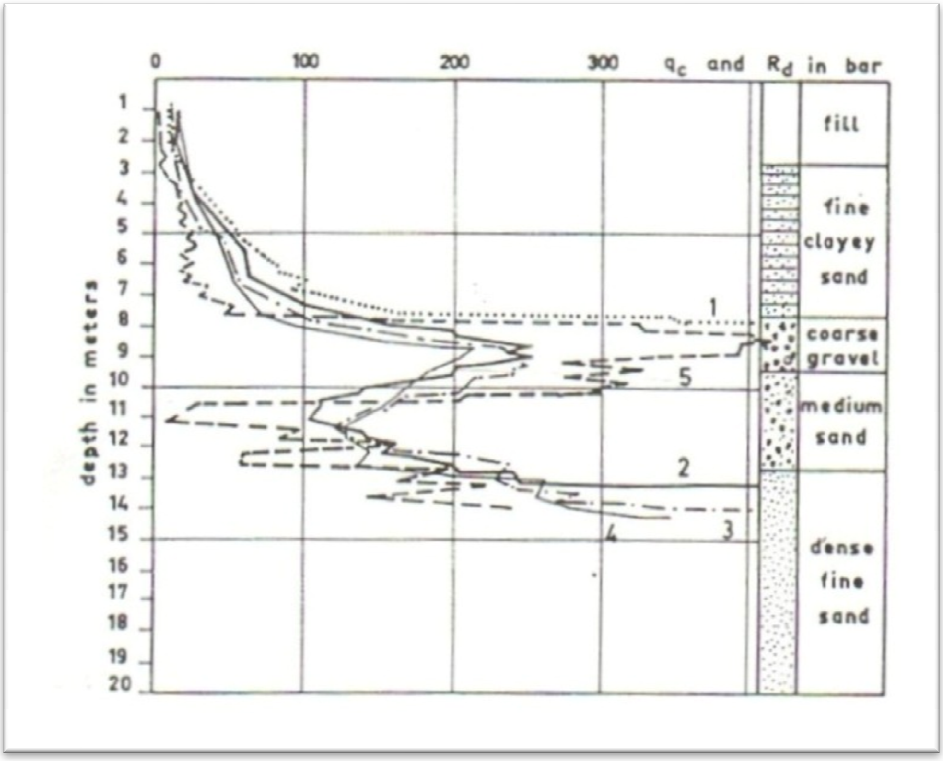



**Figure IV.4 :** Comparaison entre la conduite des pieux et l'essai de pénétration statique (Méry-sur-Oise)

Tout d'abord la courbe Ht = 2 doit être écartée parce que l'énergie fournie n'était pas suffisante pour tester la couche de gravier. Cela illustre le concept d'énergie minimale requise pour les différents types de sols. Il faut mentionner ici la nécessité d'utiliser un appareil dont la capacité est plus grande que les charges qui serviront à la fondation ; cela est particulièrement vrai lorsque des pressions importantes de sollicitations sont prévues (par exemple, pressions de l'ordre de 50 bars). Si la capacité de l'appareil est faible, il sera extrêmement difficile de se faire une idée sur l'amplitude du facteur de sécurité.

En outre, il est nécessaire de faire abstraction de la couche centrale pour les deux raisons suivantes:

1. les gros éléments de gravier sont plus gros que la pointe du pénétromètre. Cela donne des valeurs de résistance en pointe supérieures à celles du sol en général.
2. les enregistrements de la pénétration du pieu en acier dans cette même couche montrent des valeurs de résistance inférieures à la résistance moyenne parce que le diamètre du pieu est

grand par rapport à l'épaisseur de la couche. La propagation de la pression sous la pointe du tuyau s'étend dans le sol sous-jacent et la résistance est inférieure à celle qui serait si le gravier pouvait être considéré comme une couche semi-infinie.

L'enregistrement de la pénétration est un bon exemple de l'information obtenue sur la stratification du sol.

Une augmentation de la résistance à la pénétration est observée dans une couche molle lorsque la pointe du pieu se rapproche d'une couche sous-jacente de plus grande résistance; à l'inverse, la résistance à la pénétration diminue dans un sol dense quand la pointe s'approche d'une couche inférieure plus molle. On peut donc affirmer que les plus petits diamètres donneront des résultats plus représentatifs de la résistance du sol. En revanche, lorsque les particules des sols testés ont des diamètres plus grands que celui de la pointe utilisée, les résultats obtenus à partir d'une pointe de petit diamètre ne sont pas significatifs. Lorsque ces difficultés se posent, il est nécessaire d'excaver et récupérer des échantillons qui peuvent être observées visuellement.

Une fois la couche de gravier est négligée, il sera remarqué que le graphe de pénétration statique peut être dérivée de la pénétration dynamique en divisant par 2 ; ceci est fait en prenant la moyenne de la résistance à la pénétration. Cet exemple montre la validité de l'hypothèse des équations : $\alpha i = 1$ et $\beta i = 0$.

**Example3 : chantier dans les dépôts de calcaire à Reims (France) [5]**

Cet exemple illustré à la figure IV.5, est inclus ici parce que c'est typique des conditions du système d'équations $\alpha i$ et $\beta i$ pour le dépôt de calcaire tendre.

Les équations deviennent :

$$\alpha_i = \frac{1}{2} \; et \; \beta_i = 0 \qquad (IV.28)$$

Car, comme montré précédemment :

$$1/2 \; R_{dh} = \alpha_i P_s \; et \; R_{dh} = P_s \qquad (IV.29)$$

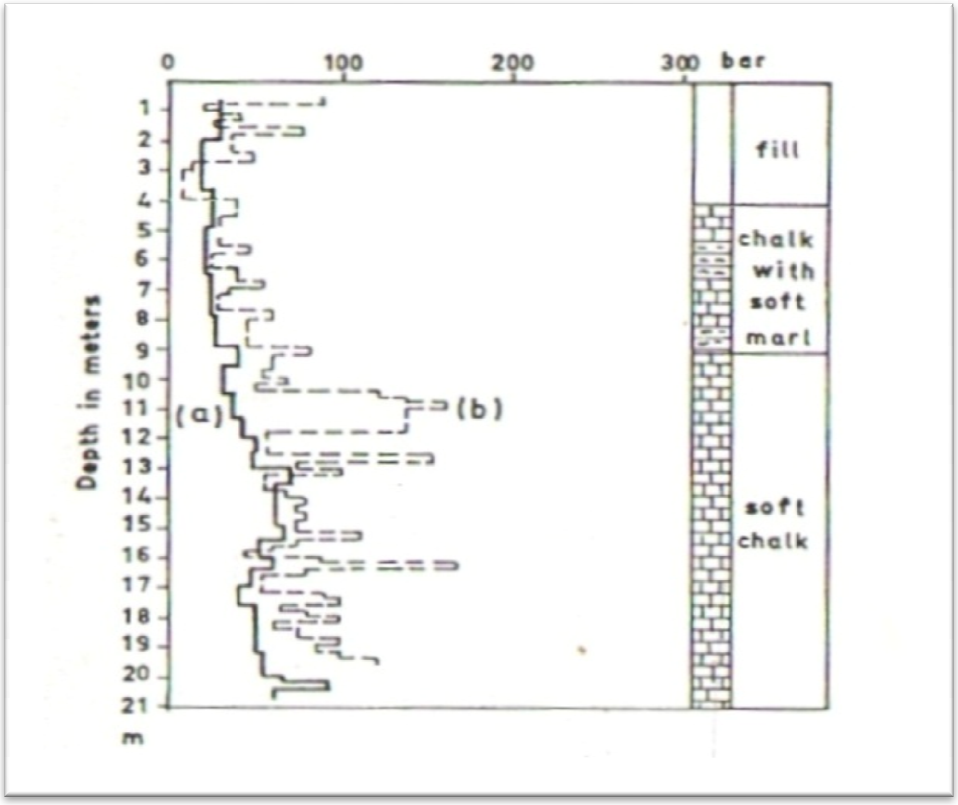



**Figure IV.5 :** Comparaison entre la conduite des pieux et l'essai de pénétration statique (**Reims**)

Cette anomalie est due à la décomposition du calcaire et formant une suspension autour de la pointe du pieu enfoncé, ainsi la lubrification des côtés du pieu réduit le frottement latérale et la résistance en pointe.

## 6. Pénétromètres dynamiques Lourds et légers:

On a souvent dit que les couches de gravier dense ne peuvent être pénétrées. Les pénétromètres statiques ne peuvent pas descendre dans ces couches, mais les pénétromètres dynamiques sont capables de traverser des couches de gravier. Le sondage des couches est facilité par des appareils lourds, car ils ont une énergie plus élevée de pénétration.

Les pénétromètres Légers répondent souvent aux refus en graviers ou en couches minces de sable dense et pour cette raison, il est souvent souhaitable d'utiliser une machine à moteurs de poids lourds, dont l'énergie motrice de la pointe est d'environ 10 Kg.m/cm$^2$

Narahari et al. (1967), ont utilisé des pénétromètres lourds en Inde pour faire une enquête sur les couches de gravier, les essais de pénétration au cône ont montré que :

- La résistance à la pénétration augmente avec le diamètre et la profondeur du cône;
- Pour un cône donné, il existe une relation unique avec la profondeur qui est pratiquement indépendante de la taille des grains ;
- Les courbes de profondeur de la pénétration du cône montrent qu'un minimum de pénétration est nécessaire pour l'analyse de la résistance à la pénétration ;
- La comparaison avec les résultats des essais de chargement montre que la capacité portante peut être liée à des valeurs de pénétration au cône, à condition qu'il y ait un taux de pénétration de l'ordre de 8 fois le diamètre du cône.

## 7. Comparaison de la capacité de pénétration des différents pénétromètres dynamiques:

Les critères utilisés souvent pour déterminer les capacités de pénétration des pénétromètres dynamiques est l'énergie motrice, qui est le poids du marteau multiplié par la hauteur de chute. En fait, cette hypothèse a peu d'importance parce que la capacité de pénétration dépend non seulement de l'énergie motrice en pointe du pénétromètre, mais aussi de la zone de la pointe.

Il est évident que pour une énergie donnée, une pointe plus large avancera plus difficilement. Il est donc proposé d'utiliser une unité comparative des pénétromètres dynamiques basés sur l'unité particulière de Kg.m/cm$^2$.

Sur cette base, les pénétromètres dynamiques et statique-dynamique actuellement utilisés peuvent être classées comme suit :

| Type | (Energie Motrice) Kg.m/cm$^2$ |
|---|---|
| **Bevac** | 0.6 |
| **Sermes** | |
| Hammer 30 Kg | 0.31 |
| Hammer 60 Kg | 0.62 |
| Hammer 90 Kg | 0.93 |
| **German dynamic** | |
| Light | 0.5 |
| Medium | 0.6 |
| Heavy | 1.66 |
| Fondasol | 1.06 |
| **Zapata** | |
| Φ 40 mm | 1.00 |
| Φ 300 mm | 1.43 |
| Φ 55 mm | 2.10 |
| **Jefatura de Sondeos** | 1.18 |
| **C.B.R.I** | 1.30 |
| **Russian penetrometers** | 1.1-2.3 |
| **Borros** | |
| Hammer 70 Kg, H=0.75m<br>Point area 15.2 cm$^2$ | 3.46 |
| **C.E.B.T.P** | |
| Hammer =320 kg, H=33 cm<br>Point area 28.3 cm$^2$ | 3.7 |
| **Meurisse** | 4.7 |
| **Andina** | 10.0 |

## 8. Le pénétromètre dynamique et la pénétration de palplanches :

Une autre application intéressante des données d'essai de pénétration dynamique, est de déterminer la résistance des palplanches. La pénétration de ces palplanches est censée être facile lorsque la résistance à la pénétration du sol est faible et inversement dur où la résistance du sol est élevée ou lorsque les galets sont présents. Il est donc possible de déterminer au préalable la nature de la pénétration des palplanches. Cette information est d'une grande valeur pour l'entrepreneur à déterminer le coût des éléments de sa soumission et ainsi le concepteur qui peut choisir une autre méthode de construction.

## 9. Précautions à observer pendant la pénétration dynamique dans les sols cohérents :

La pénétration dynamique s'effectue très rapidement ce qui présente certainement un avantage, mais le plus grand soin doit être pris dans l'analyse des données, susceptible d'être affecté par ce qui suit :

- Le sol peut être poussé loin de la pointe créant un trou au-dessous de la pointe ;
- Dans les sols imperméables, saturés, une grande partie de l'énergie est absorbée par l'eau interstitielle influant sur la pénétration.
- Des faibles valeurs de N peuvent être obtenus dans les sables incompressibles ou mous, ou dans les argiles compressibles (Terzaghi, 1953);

Les avis de plusieurs auteurs s'accordent que si le diamètre de la pointe est beaucoup plus grand que celui des tiges, la plupart des inconvénients peut-être être éliminée.

Stump (1953) a présenté les données obtenues avec un pénétromètre dynamique avec ou sans boîtier. Aucune différence n'est constatée dans les matériaux granulaires, mais une résistance plus élevée a été enregistrée dans les sols cohérents, sans enveloppe, en raison de frottement le long du fût.

Schultze (1957) a donné les résultats de son étude comparative de cinq pénétromètres dynamiques de 10 à 60 mm de diamètre et de trois pénétromètres statiques.

## 10.Conclusion :

Grace à l'introduction du pénétromètre dynamique dans les études géotechniques que des données qualitatives sur la résistance à la pénétration dans le sol sont mise à la disposition de l'ingénieur.

Les diagrammes de pénétrations dynamiques ne peuvent être raisonnablement analysés que si les types de sols sont assez bien identifiés.

La plus grande prudence doit être prise lorsqu'il s'agit de sols cohérents saturés en dessous du niveau des nappes phréatiques

# Chapitre V :

## Elaboration d’un utilitaire de calcul « DPT Tool ».

Ce chapitre est consacré à l'élaboration d'un utilitaire de calcul par l'utilisation du langage DELPHI. Cet utilitaire permet l'automatisation de l'essai de pénétration dynamique.

## 1. Présentation du langage de programmation utilisé :

### BDRLAND DELPHI 7.0

Delphi 7 est le nom d'un logiciel actuellement largement employé pour créer des logiciels. Delphi est à la fois un environnement de développement intégré (EDI) et un langage de programmation orienté objet, il utilise le langage Pascal. Il faut bien comprendre que Pascal et Delphi ne sont pas une seule et même chose : Pascal est un langage informatique, Delphi est un logiciel destiné à créer des logiciels avec ce langage. Delphi n'est qu'un enrobage, une enveloppe de confort autour de Pascal, c'est-à-dire qu'il simplifie de nombreuses tâches liées à la programmation en langage Pascal. Un autre fait qu'il faut noter est que Delphi est destiné à écrire des programmes fonctionnant exclusivement sous Windows.

Avec Delphi 7, nous avons maintenant la possibilité de construire des puissantes applications avec un minimum de programmation.

Delphi 7 propose un ensemble très complet de composants visuels prêts à l'emploi incluant la quasi-totalité des composants Windows (boutons, boîtes de dialogue, menus, barres d'outils…) ainsi que des experts permettant de créer facilement divers types d'applications et de librairies.

Pour maîtriser le développement d'une application sous Delphi 7, il est indispensable d'aborder les trois sujets suivants :

- le langage Pascal et la programmation orientée objet ;
- l'Environnement de Développement Intégré (EDI) de Delphi ;
- les objets de Delphi et la hiérarchie de classe de sa bibliothèque.

Delphi 7 est distribué dans quatre éditions différentes : Architect, Enterprise, Professional et Delphi 7 Personnel.

## 2. L'Environnement de Delphi 7:

Lorsqu'on démarre Delphi 7.0, on voit apparaitre la fenêtre ' Nouveaux éléments ' de **la figure V.1**.

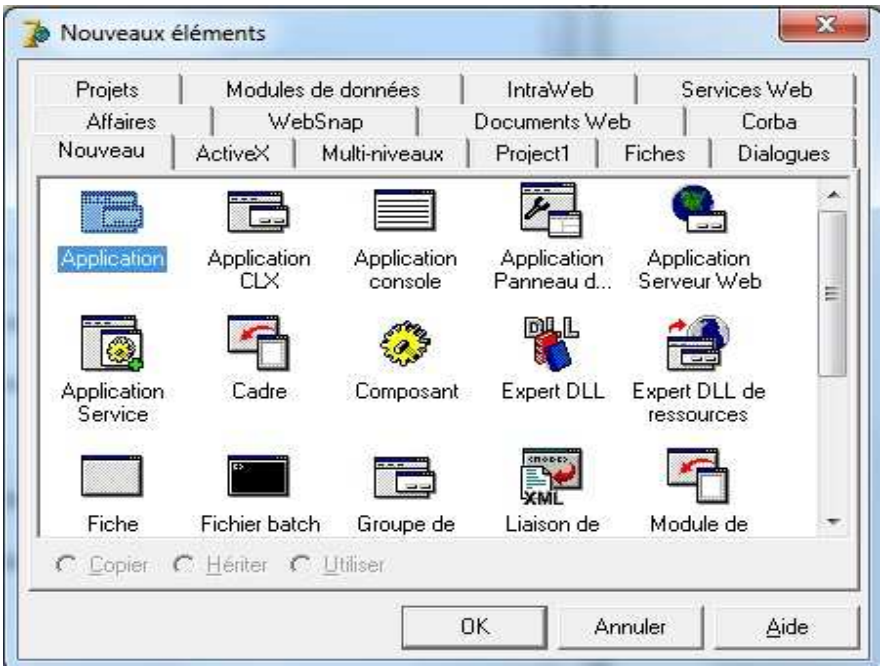



**Figure V.1 :** La fenêtre Nouveaux éléments

Double cliquez sur l'icône « Application » pour faire apparaitre l'interface de développement (**figure V.2**).

L'interface de développement se divise en trois zones :

- Dans la partie supérieure de l'écran figure la fenêtre de programme, la barre d'outils ainsi que la palette des composants. Les fonctions concernant le projet sont situées à gauche dans la barre d'outils, à droite se trouve la palette des composants.
- Sous la fenêtre de programme à gauche figure l'inspecteur d'objets. Il nous permet de définir l'aspect et le comportement de composants.
- A droite de l'inspecteur d'objets, Delphi affiche la première fenêtre de programme.

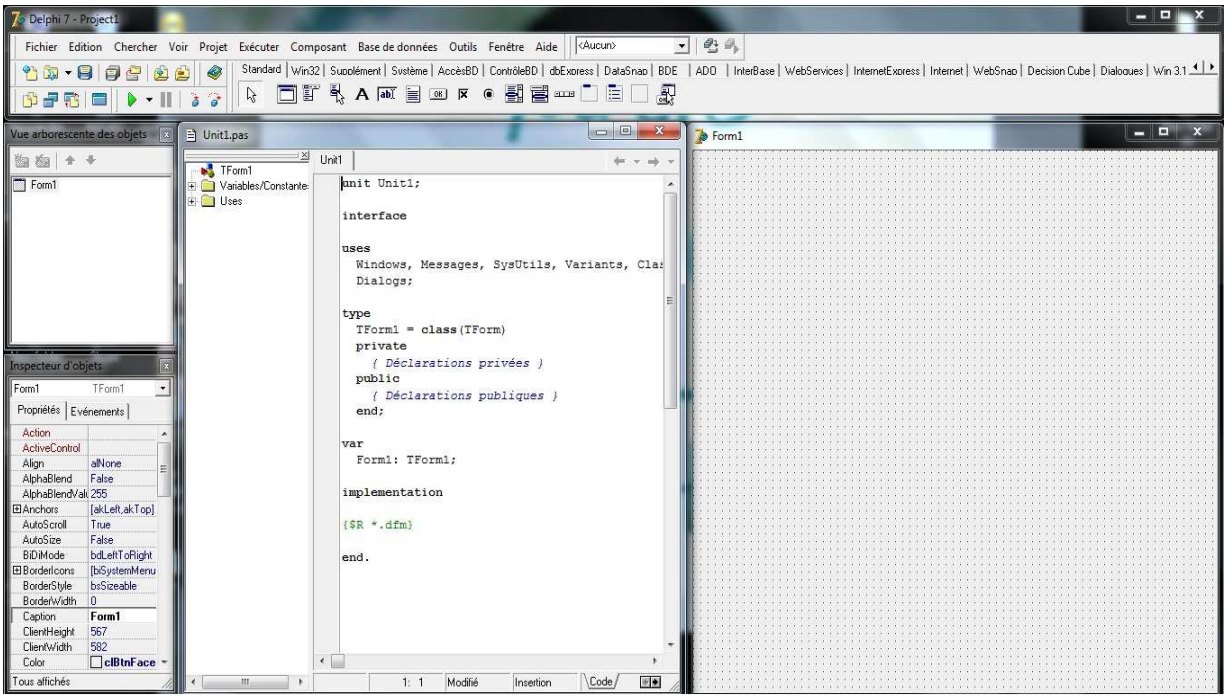



**Figure V.2 :** l'interface de développement

## 2.1. La barre de titre :

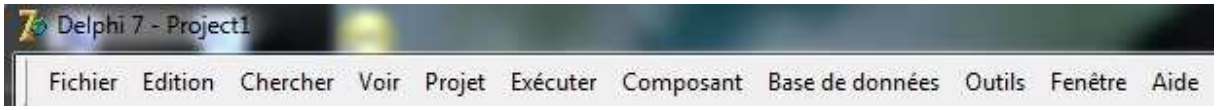
Affiche le nom du projet actuellement ouvert. Le nom du projet par défaut est le : Project 1.




**Barre de titre.**

## 2.2. La barre de menu :

Au dessous de la barre de titre et sur toute sa largeur s'étale un ruban de commandes appelé barre de menu. Chaque en-tête de menu possède une lettre souligné qui le rend accessible avec le clavier (Alt + la lettre souligné du menu).




**Barre des menus.**

Le tableau suivant présente la structure des menus de Delphi et les commandes les plus importantes :

| Menu | Fonction |
|---|---|
| **Fichier** | Ce menu contient les fonctions permettant de créer, ouvrir et enregistrer des fichiers. |
| **Fichier/Nouveau** | Créez ici les différents fichiers, fiches vides et les éléments de programmes. |
| **Edition** | Ce menu nous propose les commandes qui permettent d'exploiter le presse-papiers, il contient aussi quelques fonctions de définition des fenêtres |
| **Chercher** | Ici figurent les fonctions de recherche et de remplacement. |
| **Voir** | Concerne les programmes de grandes tailles, pour en examiner la structure et recevoir des informations. |
| **Projet** | Créez ici les fichiers exécutables à partir des textes sources. Nous recevrons des informations sur le programme et pourrons définir certains paramètres et options |
| **Exécuter** | Ce menu propose les fonctions pour lancer et exécuter en pas à pas les programmes. |
| **Exécuter/Exécuter** | Cette commande lance des applications, Delphi fonctionnant en tâche de fond. |
| **Composant** | Modifiez à l'aide des commandes de ce menu la palette des composants, intégrez des composants supplémentaires |
| **Base de données** | Ce menu propose les assistants au développement de base de données |
| **Outils** | Définir ici les différents paramètres de Delphi, appeler des outils externes. |
| **Aide** | Accès direct à l'aide de Delphi. |

## 2.3. La barre d'outils :

La barre d'outils permet d'accéder directement avec la souris à certaines commandes des menus.



**Barre d'outils**

Elle contient les boutons permettant d'enregistrer et d'ouvrir des fichiers, de basculer d'une fiche ou d'une unité à une autre, d'ajouter/supprimer une fiche au/du projet, de rédiger le texte source, de basculer entre la fiche et l'unité qui lui est associée et d'exécuter pas à pas un programme. Les

barres d'outils de Delphi sont personnalisables, ce qui signifie qu'on peut l'adapter à nos besoins en rajoutant ou en supprimant des boutons.

## 2.4. La palette des composants :

La palette des composants est un élément extrêmement important. Les composants sont des éléments à partir desquels les programmes Delphi sont créés, citant les menus, les zones de saisie et les boutons.

Delphi s'accompagne de composants ; Ceux-ci figurent dans une palette, ce qui permet de les intégrer rapidement dans les programmes.

La nature orientée objet de Delphi fait que, chaque composant étant un objet, on pourra s'on servir comme base pour un nouveau dont le comportement sera enrichi ou modifié. On pourra ensuite ajouter le nouveau composant à la bibliothèque des composants et le réutiliser. La commande Liste de composants du menu « Voir » permet d'accéder à tous les composants.




**Palette des composants.**

Les composants sont répartis en pages, classées par domaine d'application parmi lesquels on citera dans ce qui suit les composants nécessaire à notre projet :

**Standard :** cette page contient des composants élémentaires qui étaient déjà présents dans les premières versions, comme TMainMenu, Tbutton, TlistBox et Tlabel.

**Supplément :** cette page contient des composants plus spécialisés qui sont apparus dans des logiciels plus récents, comme TspeedButton, TstringGrid, Timage.

Le composant Tsplitter mérite une attention particulière : il permet de concevoir une interface comportant des sections dont la taille est ajustable, comme c'est le cas pour la barre d'outils et la palette de composants dans la fenêtre principale de Delphi ou même l'Explorateur de Windows. Tchart est aussi une nouveauté dans cette page. Il permet d'incorporer facilement dans nos programmes en Delphi des graphes de qualité professionnelle.

**Win32 :** cette page contient les nouveaux composants introduits par Windows 95 et les dernières versions de NT. Il s'agit des composants TtreeView et TlistView.

**Accès BD** : cette page propose aux utilisateurs des composants qui leur facilitent l'usage des informations concernant les ensembles de données. Il s'agit par exemple de Ttable et Tsession. Ce ne sont pas des composants visuels dans la mesure où ils ne s'affichent pas au moment de l'exécution.

**Contrôle BD** : cette page contient des composants appelés des contrôles orientés données. Ils fournissent une interface visuelle pour les composants non visuels de la page Accès BD. Il s'agit par exemple des composants TDBGrid, TDBNavigator.

**Dialogues :** cette page contient les composants qui encapsulent la fonctionnalité des boites de dialogues de Windows, comme TopenDialog et TsaveDialog. Vous l'utiliserez pour vous conformer à l'esthétique standard de Windows.

## 2.5. L'inspecteur d'objet :




Il est l'un des trois outils les plus précieux dont on dispose pour la conception de l'interface.

Deux onglets nous donnent accès aux propriétés et aux événements du composant.

Elles déterminent son aspect et son comportement. Nous pouvons fixer ces valeurs et les modifier au stade de l'exécution.

Les propriétés sont des informations qui appartiennent à un objet et qui le décrivent. Les objets et les composants de Delphi possèdent aussi des propriétés, comme la largeur du composant Tbutton ou le texte affiché par Tlabel.

L'inspecteur d'objets contient une liste déroulante qui se trouve en haut de la fenêtre et qui dresse la liste des composants de la fiche que nous concevons. Nous pouvons sélectionner un composant dans cette liste, ou se servir de la souris pour le sélectionner sur la fiche.

Le reste de la fenêtre de l'inspecteur d'objets dresse, sur deux pages séparées, la liste des propriétés du composant actuellement sélectionné :

**A- Propriétés :** dresse la liste des propriétés publiées du composant, par exemple, la largeur ou la police employée pour afficher le texte.

parmi les propriétés les plus importantes on cite :

- **Caption :** (en français légende) c'est le texte qui apparaît dans l'objet considéré.
- **Name :** c'est le nom de l'objet utilisé par le logiciel, ne pas le confondre avec le précédent.
- **Color :** la couleur
- **Font** : qui permet de choisir la fonte utilisée pour les caractères, taille et couleur.

On peut noter encore **AutoSize** (True ou False) qui gère l'ajustage automatique de la fenêtre à celle du texte Caption. , **Visible** (True ou False) qui définit la visibilité à l'écran de l'objet considéré, on peut ainsi masquer des fenêtres pour ne faire apparaître qu'une seule à un moment donné.

**B- Evénements :** dresse la liste d'un type particulier de propriétés publiées. Un événement est une propriété qui ne contient pas d'informations concernant le composant.

## 2.6. Les éditeurs:

Delphi se sert d'un fichier DFM pour stocker les propriétés des composants.

Delphi propose pour le développement deux éditeurs (Figure V.3):

- L'éditeur de fiche qui permet de construire les fenêtres de l'application,
- L'éditeur de texte source comprenant l'ensemble des commandes qui constituent le programme.

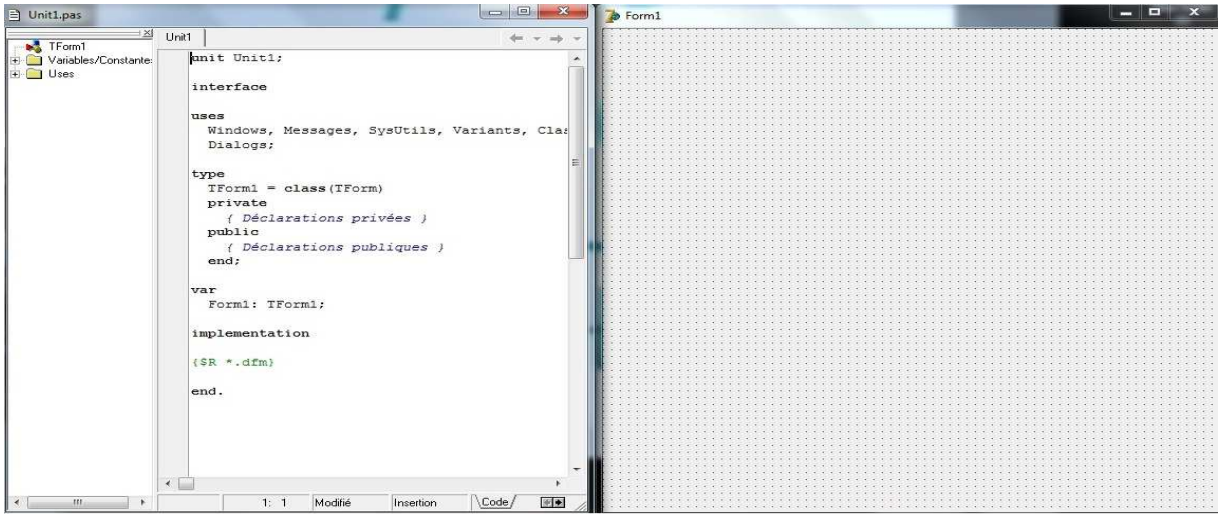



**Figure V.3:** Les éditeurs de texte et de fiche.

# 3. L'utilitaire de calcul « DPT Tool » :

## 3.1. Introduction :

Durant notre cursus universitaire, parmi les connaissances que nous avons acquises et qui seraient d'une utilité importante dans la pratique pour les études et les réalisations d'ouvrages, nous citons ‘’les essais géotechnique in-situ’’.

L'application efficace de ces connaissances nécessite l'utilisation de logiciels adéquats permettant l'automatisation de chaque essai.

Pour ce faire, nous avons pensé à établir un logiciel pour tous les essais in-situ ; Malheureusement le temps qui nous est alloué pour la réalisation d'un projet de fin d'étude, ne nous permet pas la finalisation de cet ambitieux projet ; Alors nous avons décidé de nous concentrer sur le développement d'un logiciel qui automatise l'essai de pénétration dynamique. Une foi la méthodologie de travail acquise il serait facile de développer des logiciels pour tous les autres essais in-situ.

Le nom que nous avons donné à notre logiciel est **« DPT Tool »** ce qui signifie « Dynamic Penetration Test Tool » ; ce logiciel permet à l'utilisateur le calcul de la résistance en pointe dynamique calculée à partir de la formule néerlandaise, formule évoquée dans les chapitres précédents ; La résistance est Calculée pour chaque couche en fonction du nombre de coups nécessaire pour faire enfoncer les tiges à une profondeur bien déterminée.

En plus du calcul de la résistance, ce logiciel permet le traçage du profil pénétrométrique et la détermination de la résistance dynamique moyenne de la zone utile sous la fondation [D, D+1.5B].

Toutes les données (saisies et calculées) peuvent être enregistrées dans un fichier texte.

La nouveauté de notre logiciel est qu'on peut lire sur le graphe simultanément le numéro de la couche et la profondeur du sol traversé car l'interprétation de l'essai DPT est établi par couche.

Sur **DPT Tool** on a ajouté un élément important sur le profil pénétrométrique qui permet la lecture localisée de la résistance en pointe dynamique sur toute la profondeur.

## 3.2. Propriété de DPT Tool :

Notre utilitaire de calcul est composé de trois fenêtres principales, que nous allons présenter succinctement ci-dessous :

### 3.2.1. La fenêtre « DPT Tool » :

Cette première fenêtre apparait dès le lancement du programme (**Figure V.4**) ;

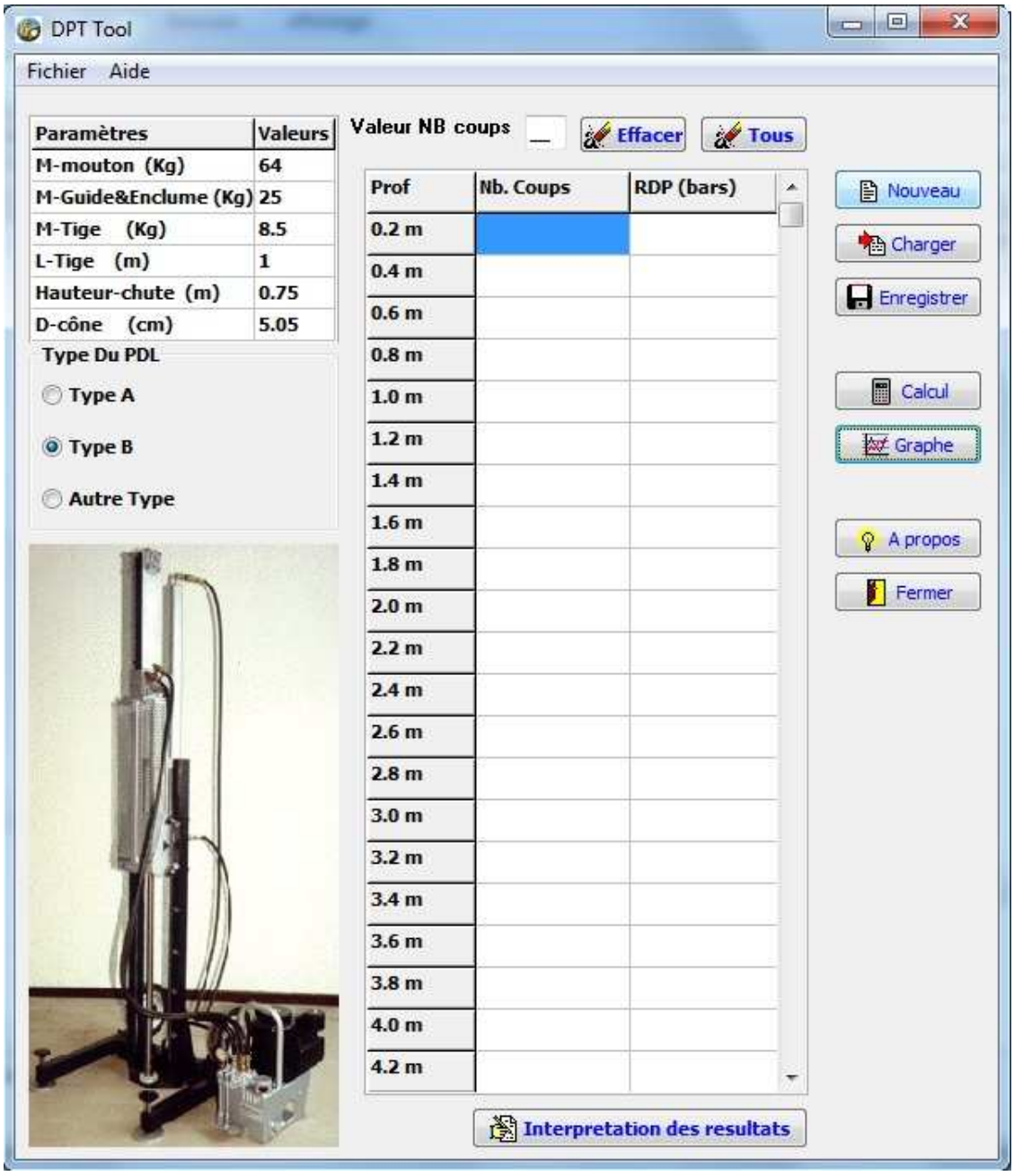



**Figure V.4 :** la fenêtre DPT Tool.

Cette fenêtre contient les éléments essentiels de notre programme qu'on présentera comme suit :

**A- La barre de titre :** affiche le nom du programme « DPT Tool ».




**B- La barre de menu :** Se compose de deux volets (**Figure V.5**)

- **Fichier (Alt+F):** Ce menu contient les fonctions permettant de créer, ouvrir et enregistrer des fichiers et de quitter le programme.
- **Aide (Alt+A) :** Ce menu contient la fonction « A propos ».

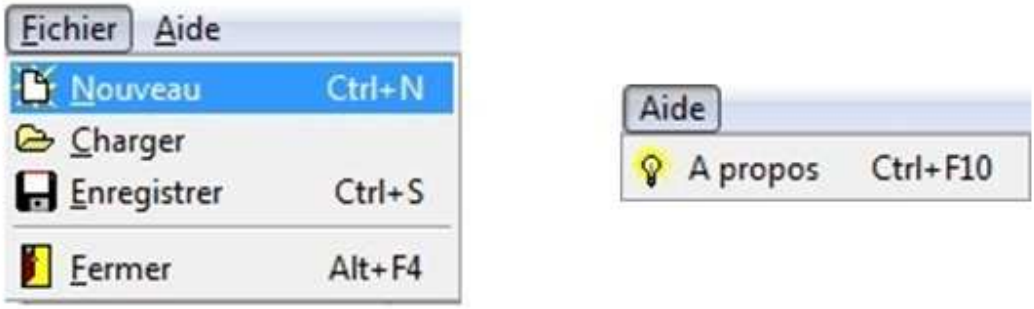



**Figure V.5 :** la barre de menu du DPT Tool.

**C- Les tableaux :** Il existe deux tableaux :

- **Tableau des paramètres :** Ce tableau contient les paramètres du pénétromètre dynamique utilisé pour la réalisation des essais ; Ces paramètre seront utilisés dans le calcul de la résistance en pointe dynamique. Les détails de ces paramètres pourront être aperçus dans **la figure V.6** :

| Paramètres | Valeurs |
|---|---|
| M-mouton (Kg) | 64 |
| M-Guide&Enclume (Kg) | 25 |
| M-Tige (Kg) | 8.5 |
| L-Tige (m) | 1 |
| Hauteur-chute (m) | 0.75 |
| D-cône (cm) | 5.05 |

**Figure V.6 :** Tableau des paramètres.

- **Tableau de calcul :** ce tableau contient trois colonnes (**figure V.7**), la première indique la profondeur subdivisée en intervalles de 0.20m. la deuxième est réservée à la saisie du nombre de coups nécessaire pour un enfoncement des tiges de 20 cm.

Sur la troisième colonne se calcule de façon automatique la résistance en pointe dynamique.

| Prof | Nb. Coups | RDP (bars) |
|---|---|---|
| 0.2 m | | |
| 0.4 m | | |
| 0.6 m | | |
| 0.8 m | | |
| 1.0 m | | |
| 1.2 m | | |
| 1.4 m | | |
| 1.6 m | | |
| 1.8 m | | |
| 2.0 m | | |
| 2.2 m | | |
| 2.4 m | | |
| 2.6 m | | |
| 2.8 m | | |
| 3.0 m | | |
| 3.2 m | | |
| 3.4 m | | |
| 3.6 m | | |
| 3.8 m | | |
| 4.0 m | | |
| 4.2 m | | |

**Figure V.7 :** Tableau de calcul.

**D- Groupe « Type de PDL » :** Ce groupe nous permet de choisir le type de pénétromètre utilisé, une foi le choix établi la gestion des valeurs du tableau des paramètres évoqué plus haut se fait automatiquement. (**figure V.8**).

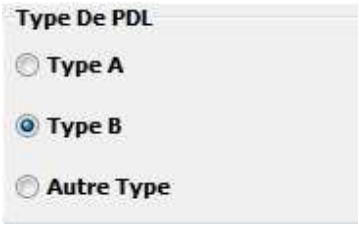



**Figure V.8 :** Groupe « Type de PDL ».

## E- Case de saisie :




Cette case gère la deuxième colonne du tableau de calcul réservée aux nombres de coups nécessaires pour un enfoncement des tiges de 20 cm, après la saisie d'une valeur dans la case considérée, la touche « Entrer » permet d'inscrire cette valeur dans la cellule sélectionnée et passer simultanément à la cellule suivante.

## F- Les boutons:




**:** Efface tous le contenue du tableau de calcul.




**:** Efface la case sélectionnée.




**:** Fait appel à la fenêtre « Fiche Technique » (**figure V.9**) contenant des informations concernant le nouveau projet, et vide le tableau de calcul.

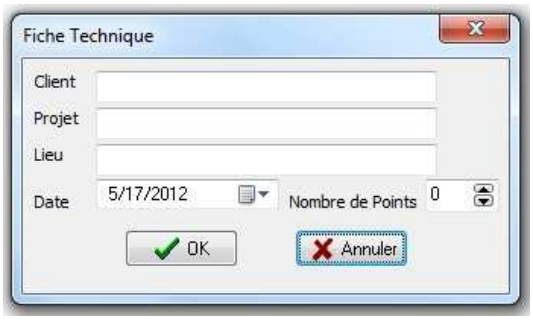



**Figure V.9 :** Fenêtre « Fiche Technique ».



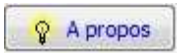

**:** Importe les informations contenue dans un fichier enregistré préalablement.




**:** Permet l'enregistrement des donnés.



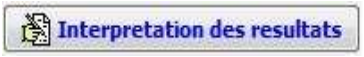

**:** Calcule de la résistance en pointe dynamique et affiche les résultats de calcul dans la troisième colonne du tableau de calcul.




**:** Fait apparaitre une fenêtre comportant la description du programme.




**:** Affiche la fenêtre destinée au tracé du graphe qui sera décrite ultérieurement.




**:** Permet l'ouverture d'une fenêtre qui interprète les résultats.




: Ferme le programme.

### 3.2.2. La fenêtre « Profil PDL » :

Cette fenêtre apparait après un simple click sur le bouton « Graph » (**figure V.10**), elle permet le tracé du profil pénétrométrique donnant la résistance en pointe dynamique (bars) en fonction de la profondeur ; les numéros des couches sont aussi indiquées.

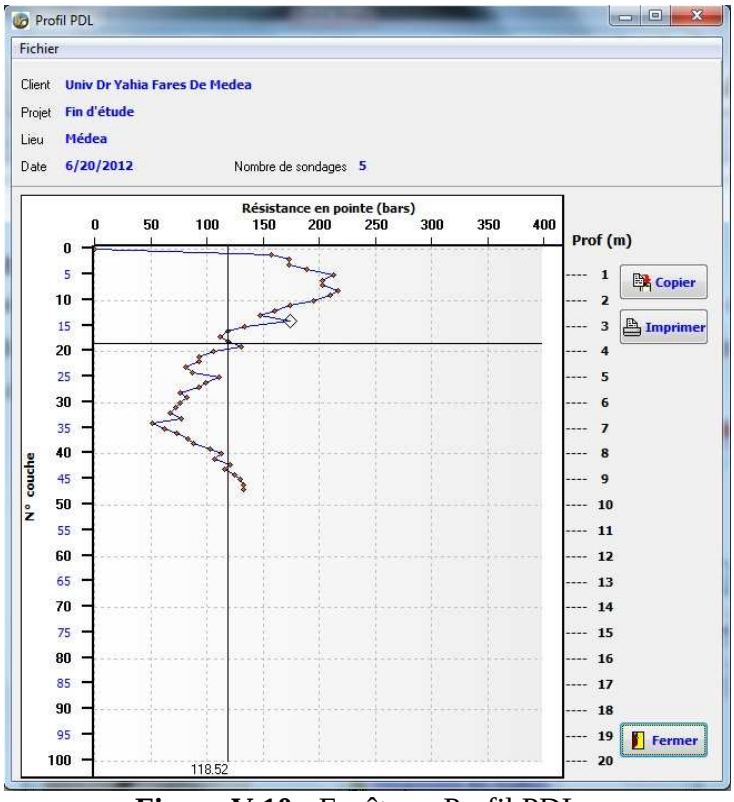



**Figure V.10 :** Fenêtre « Profil PDL ».

La fenêtre «Profil PDL » contient dans sa partie supérieure des informations importées de la fiche technique (Nom du client, dénomination du projet, lieu du projet et la date).

Elle contient aussi trois boutons :




: Permet de copier le profil et de l'enregistrer automatiquement dans un fichier image (JPEG) à l'adresse C:/PDL.




: Permet d'imprimer le profil précédemment enregistré.




: Ferme la fenêtre.

Le profil pénétrométrique est enrichi par un curseur se déplaçant à volonté et permet la lecture localisée de la résistance en pointe dynamique sur toute la profondeur.

### 3.2.3. La fenêtre « Interprétation des résultats » :

Cette fenêtre apparait après un simple click sur le bouton « Interprétation des résultats » (**figure V.11**),

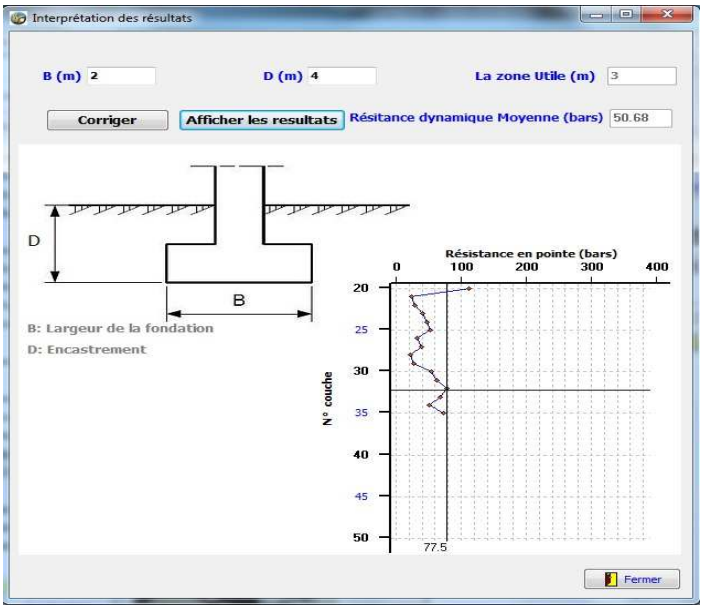



**Figure V.11 :** Fenêtre « Interprétation des résultats ».

Elle contient quatre cases, trois boutons, un graphe et un schéma de la fondation.

**A- Les cases :**




**B :** Permet la saisie de la largeur de la fondation après redimensionnement.

**D :** Permet la saisie de l'encastrement de la fondation.

**La zone utile :** Se calcule de façon automatique **(Zone utile = 1.5 x B)**.




Affiche le résultat après calcul de la résistance moyenne de la zone utile.

**B- Les boutons :**




**Afficher les résultats :** Un click sur ce bouton permet le calcule de la résistance moyenne sur l'intervalle [D, D+1.5xB] et l'affichage du profil relatif à l'intervalle considéré.

**Corriger :** Après le calcul de la résistance moyenne, le click sur ce bouton permet d'effectuer les opérations suivantes :

- Comparer toutes les valeurs des résistances de l'intervalle par rapport à une fois et demie de la résistance moyenne (1.5 x Rd moyenne).
- Eliminer toutes les résistances supérieures à 1.5 x Rd moyenne.
- Recalculer la moyenne de la résistance et l'afficher dans la case «Résistance dynamique moyenne ».

## 3.3. Les applications :

Afin de tester le fonctionnement du logiciel « DPT Tool » et sa fiabilité, nous avons pris des exemples déjà traités par le logiciel SOLTEST.

SOLTEST est un logiciel de calcul élaboré en 2007, utilisé par de nombreux bureaux d'études et laboratoires, il permet l'automatisation de tous les essais in situ et au laboratoire.

Par l'utilisation de notre logiciel « DPT Tool », nous allons traiter les mêmes données pénétrométriques ; Les résultats obtenus seront comparés avec celles traitées par SOLTEST.

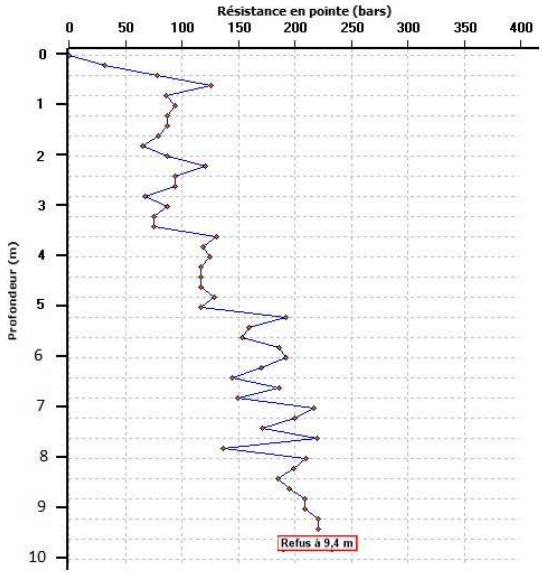
### 3.3.1. Application N°1 :

Etude géotechnique du CW 51 reliant OUZERA à AIN ZAHAF Du PK 00 au PK 03, pour le compte de la direction des travaux publics de la wilaya de Médéa, réalisée par le laboratoire ROAD Médéa.

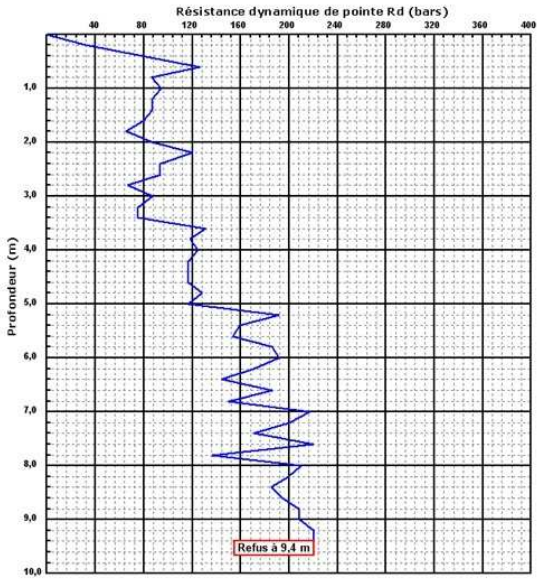
| Profondeur | Nb de coups | RDP (bars) DPT Tool | RDP (bars) Soltest | Profondeur | Nb de coups | RDP (bars) DPT Tool | RDP (bars) Soltest |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.20 m | 4 | 31.48 | 31.46 | 5.00 m | 20 | 116.69 | 116.63 |
| 0.40 m | 10 | 78.69 | 78.65 | 5.20 m | 35 | 191.81 | 191.71 |
| 0.60 m | 16 | 125.91 | 125.84 | 5.40 m | 29 | 158.93 | 158.85 |
| 0.80 m | 11 | 86.56 | 86.51 | 5.60 m | 28 | 153.45 | 153.37 |
| 1.00 m | 12 | 94.43 | 94.38 | 5.80 m | 34 | 186.33 | 186.23 |
| 1.20 m | 12 | 86.86 | 86.81 | 6.00 m | 35 | 191.81 | 191.71 |
| 1.40 m | 12 | 86.86 | 86.81 | 6.20 m | 33 | 170.50 | 170.41 |
| 1.60 m | 11 | 79.62 | 79.58 | 6.40 m | 28 | 144.67 | 144.59 |
| 1.80 m | 9 | 65.14 | 65.11 | 6.60 m | 36 | 186.00 | 185.9 |
| 2.00 m | 12 | 86.86 | 86.81 | 6.80 m | 29 | 149.83 | 149.75 |
| 2.20 m | 18 | 120.62 | 120.55 | 7.00 m | 42 | 217.00 | 216.89 |
| 2.40 m | 14 | 93.81 | 93.76 | 7.20 m | 41 | 200.37 | 200.26 |
| 2.60 m | 14 | 93.81 | 93.76 | 7.40 m | 35 | 171.04 | 170.95 |
| 2.80 m | 10 | 67.01 | 66.97 | 7.60 m | 45 | 219.91 | 219.8 |
| 3.00 m | 13 | 87.11 | 87.06 | 7.80 m | 28 | 136.83 | 136.76 |
| 3.20 m | 12 | 74.85 | 74.81 | 8.00 m | 43 | 210.14 | 210.03 |
| 3.40 m | 12 | 74.85 | 74.81 | 8.20 m | 43 | 199.35 | 199.24 |
| 3.60 m | 21 | 130.99 | 130.92 | 8.40 m | 40 | 185.44 | 185.34 |
| 3.80 m | 19 | 118.52 | 118.45 | 8.60 m | 42 | 194.71 | 194.61 |
| 4.00 m | 20 | 124.76 | 124.69 | 8.80 m | 45 | 208.62 | 208.51 |
| 4.20 m | 20 | 116.69 | 116.63 | 9.00 m | 45 | 208.62 | 208.51 |
| 4.40 m | 20 | 116.69 | 116.63 | 9.20 m | 50 | 220.48 | 220.36 |
| 4.60 m | 20 | 116.69 | 116.63 | 9.40 m | 50 | 220.48 | 220.36 |
| 4.80 m | 22 | 128.36 | 128.29 | | | | |

## Comparaison des profils pénétrométriques

**DPT Tool**




**Soltest**



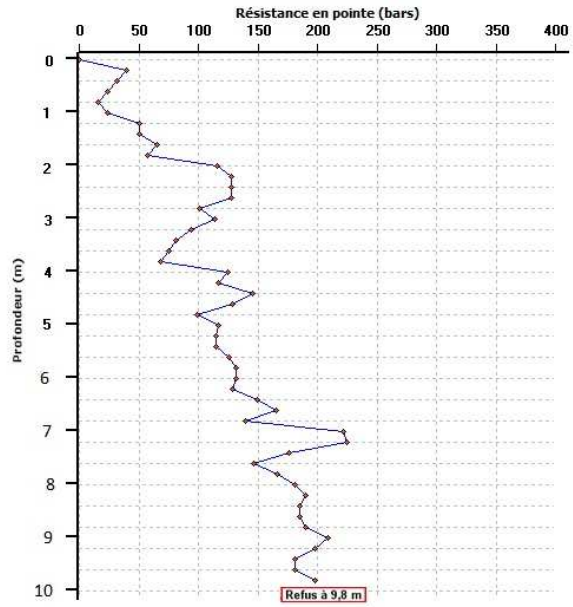
## 3.3.2. Application N°2 :

Etude géotechnique du CW 51 reliant OUZERA à AIN ZAHAF Du PK 03 au PK 06, pour le compte de la direction des travaux publics de la wilaya de Médéa, réalisée par le laboratoire ROAD Médéa.

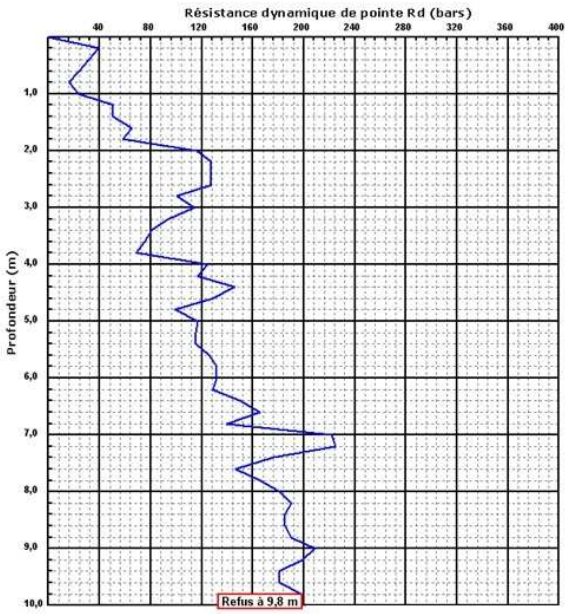
| Profondeur | Nb de coups | RDP (bars) DPT Tool | RDP (bars) Soltest | Profondeur | Nb de coups | RDP (bars) DPT Tool | RDP (bars) Soltest |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.20 m | 5 | 39.35 | 39.32 | 5.20 m | 21 | 115.09 | 115.02 |
| 0.40 m | 4 | 31.48 | 31.46 | 5.40 m | 21 | 115.09 | 115.02 |
| 0.60 m | 3 | 23.61 | 23.59 | 5.60 m | 23 | 126.05 | 125.98 |
| 0.80 m | 2 | 15.74 | 15.73 | 5.80 m | 24 | 131.53 | 131.46 |
| 1.00 m | 3 | 23.61 | 23.59 | 6.00 m | 24 | 131.53 | 131.46 |
| 1.20 m | 7 | 50.67 | 50.64 | 6.20 m | 25 | 129.17 | 129.10 |
| 1.40 m | 7 | 50.67 | 50.64 | 6.40 m | 29 | 149.83 | 149.75 |
| 1.60 m | 9 | 65.14 | 65.11 | 6.60 m | 32 | 165.33 | 165.25 |
| 1.80 m | 8 | 57.91 | 57.87 | 6.80 m | 27 | 139.50 | 139.42 |
| 2.00 m | 16 | 115.81 | 115.75 | 7.00 m | 43 | 222.17 | 222.05 |
| 2.20 m | 19 | 127.32 | 127.25 | 7.20 m | 46 | 224.80 | 224.68 |
| 2.40 m | 19 | 127.32 | 127.25 | 7.40 m | 36 | 175.93 | 175.84 |
| 2.60 m | 19 | 127.32 | 127.25 | 7.60 m | 30 | 146.61 | 146.53 |
| 2.80 m | 15 | 100.51 | 100.46 | 7.80 m | 34 | 166.16 | 166.07 |
| 3.00 m | 17 | 113.92 | 113.85 | 8.00 m | 37 | 180.82 | 180.72 |
| 3.20 m | 15 | 93.57 | 93.52 | 8.20 m | 41 | 190.07 | 189.97 |
| 3.40 m | 13 | 81.09 | 81.05 | 8.40 m | 40 | 185.44 | 185.34 |
| 3.60 m | 12 | 74.85 | 74.81 | 8.60 m | 40 | 185.44 | 185.34 |
| 3.80 m | 11 | 68.62 | 68.58 | 8.80 m | 41 | 190.07 | 189.97 |
| 4.00 m | 20 | 124.76 | 124.69 | 9.00 m | 45 | 208.62 | 208.51 |
| 4.20 m | 20 | 116.69 | 116.63 | 9.20 m | 45 | 198.43 | 198.32 |
| 4.40 m | 25 | 145.87 | 145.79 | 9.40 m | 41 | 180.79 | 180.69 |
| 4.60 m | 22 | 128.36 | 128.29 | 9.60 m | 41 | 180.79 | 180.69 |
| 4.80 m | 17 | 99.19 | 99.13 | 9.80 m | 45 | 198.43 | 198.32 |
| 5.00 m | 20 | 116.69 | 116.63 | | | | |

## Comparaison des profils pénétrométriques

**DPT Tool**




**Soltest**



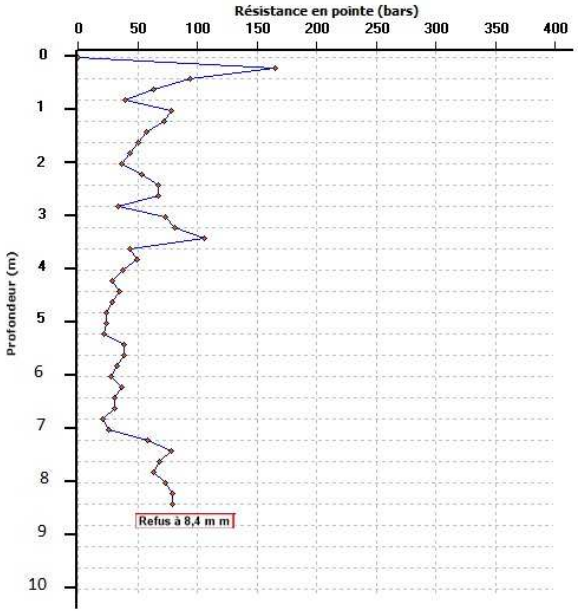
### 3.3.3. Application N°3 :

Expertise du dédoublement au niveau du pôle urbain de Médéa (Site N°01), réalisée par le laboratoire ROAD Médéa.

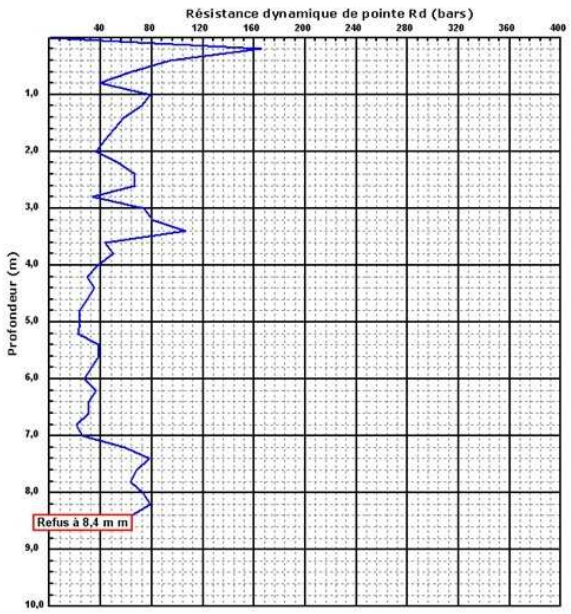
| Profondeur | Nb de coups | RDP (bars) DPT Tool | RDP (bars) Soltest | | Profondeur | Nb de coups | RDP (bars) DPT Tool | RDP (bars) Soltest |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.20 m | 21 | 165.25 | 165.17 | | 4.40 m | 6 | 35.01 | 34.99 |
| 0.40 m | 12 | 94.43 | 94.38 | | 4.60 m | 5 | 29.17 | 29.15 |
| 0.60 m | 8 | 62.95 | 62.92 | | 4.80 m | 4 | 23.34 | 23.32 |
| 0.80 m | 5 | 39.35 | 39.32 | | 5.00 m | 4 | 23.34 | 23.32 |
| 1.00 m | 10 | 78.69 | 78.65 | | 5.20 m | 4 | 21.92 | 21.91 |
| 1.20 m | 10 | 72.38 | 72.34 | | 5.40 m | 7 | 38.36 | 38.34 |
| 1.40 m | 8 | 57.91 | 57.87 | | 5.60 m | 7 | 38.36 | 38.34 |
| 1.60 m | 7 | 50.67 | 50.64 | | 5.80 m | 6 | 32.88 | 32.86 |
| 1.80 m | 6 | 43.43 | 43.4 | | 6.00 m | 5 | 27.40 | 27.38 |
| 2.00 m | 5 | 36.19 | 36.17 | | 6.20 m | 7 | 36.17 | 36.14 |
| 2.20 m | 8 | 53.61 | 53.58 | | 6.40 m | 6 | 31.00 | 30.98 |
| 2.40 m | 10 | 67.01 | 66.97 | | 6.60 m | 6 | 31.00 | 30.98 |
| 2.60 m | 10 | 67.01 | 66.97 | | 6.80 m | 4 | 20.67 | 20.65 |
| 2.80 m | 5 | 33.50 | 33.48 | | 7.00 m | 5 | 25.83 | 25.82 |
| 3.00 m | 11 | 73.71 | 73.67 | | 7.20 m | 12 | 58.64 | 58.61 |
| 3.20 m | 13 | 81.09 | 81.05 | | 7.40 m | 16 | 78.19 | 78.15 |
| 3.40 m | 17 | 106.04 | 105.98 | | 7.80 m | 14 | 68.42 | 68.38 |
| 3.60 m | 7 | 43.66 | 43.64 | | 8.00 m | 13 | 63.53 | 63.49 |
| 3.80 m | 8 | 49.90 | 49.87 | | 8.20 m | 15 | 73.30 | 73.26 |
| 4.00 m | 6 | 37.43 | 37.4 | | 8.40 m | 17 | 78.81 | 78.77 |
| 4.20 m | 5 | 29.17 | 29.15 | | 8.60 m | 14 | 64.90 | 64.87 |

# Comparaison des profils pénétrométriques

**DPT Tool**




**Soltest**



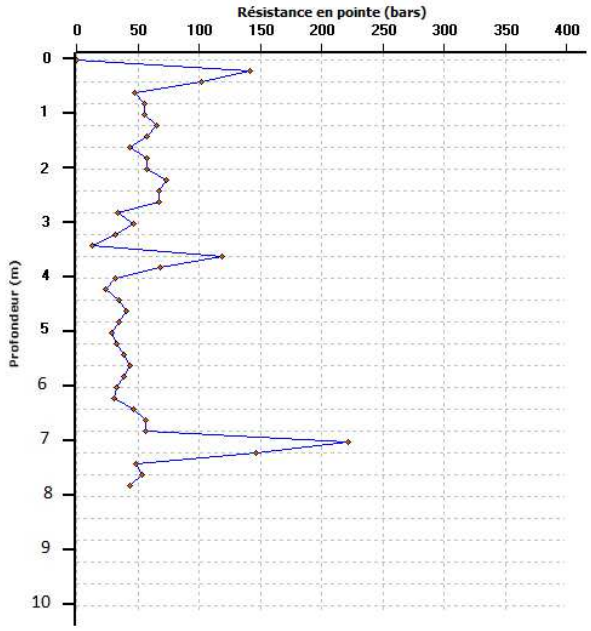
### 3.3.4. Application N°4 :

Expertise du dédoublement au niveau du pôle urbain de Médéa (Site N°02), réalisée par le laboratoire ROAD Médéa.

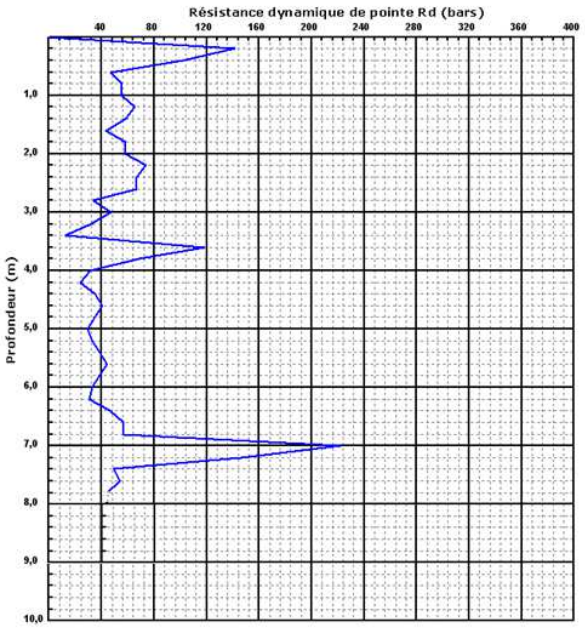
| Profondeur | Nb de coups | RDP (bars) DPT Tool | RDP (bars) Soltest | | Profondeur | Nb de coups | RDP (bars) DPT Tool | RDP (bars) Soltest |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.20 m | 18 | 141.65 | 141.57 | | 4.20 m | 4 | 23.34 | 23.32 |
| 0.40 m | 13 | 102.30 | 102.24 | | 4.40 m | 6 | 35.01 | 34.99 |
| 0.60 m | 6 | 47.22 | 47.19 | | 4.60 m | 7 | 40.84 | 40.82 |
| 0.80 m | 7 | 55.08 | 55.05 | | 4.80 m | 6 | 35.01 | 34.99 |
| 1.00 m | 7 | 55.08 | 55.05 | | 5.00 m | 5 | 29.17 | 29.15 |
| 1.20 m | 9 | 65.14 | 65.11 | | 5.20 m | 6 | 32.88 | 32.86 |
| 1.40 m | 8 | 57.91 | 57.87 | | 5.40 m | 7 | 38.36 | 38.34 |
| 1.60 m | 6 | 43.43 | 43.4 | | 5.60 m | 8 | 43.84 | 43.82 |
| 1.80 m | 8 | 57.91 | 57.87 | | 5.80 m | 7 | 38.36 | 38.34 |
| 2.00 m | 8 | 57.91 | 57.87 | | 6.00 m | 6 | 32.88 | 32.86 |
| 2.20 m | 11 | 73.71 | 73.67 | | 6.20 m | 6 | 31.00 | 30.98 |
| 2.40 m | 10 | 67.01 | 66.97 | | 6.40 m | 9 | 46.50 | 46.47 |
| 2.60 m | 10 | 67.01 | 66.97 | | 6.60 m | 11 | 56.83 | 56.8 |
| 2.80 m | 5 | 33.50 | 33.48 | | 6.80 m | 11 | 56.83 | 56.8 |
| 3.00 m | 7 | 46.91 | 46.88 | | 7.00 m | 43 | 222.17 | 222.05 |
| 3.20 m | 5 | 31.99 | 31.17 | | 7.20 m | 30 | 146.61 | 146.53 |
| 3.40 m | 2 | 12.48 | 12.46 | | 7.40 m | 10 | 48.87 | 48.84 |
| 3.60 m | 19 | 118.52 | 118.45 | | 7.80 m | 11 | 53.76 | 53.72 |
| 3.80 m | 11 | 68.52 | 68.58 | | 8.00 m | 9 | 43.98 | 43.96 |
| 4.00 m | 5 | 31.19 | 31.17 | | | | | |

**Comparaison des profils pénétrométrique**

**DPT Tool**




**Soltest**




On remarque que dans les quartes exemples, les résultats obtenus sont très proches.

## 4. Conclusion :

En fin de compte, on peut dire que nous avons élaboré un logiciel nommé « **DPT Tool** » qui permettra l'automatisation de l'essai de pénétration dynamique, qui est d'une grande importance dans les études géotechniques.

Les applications qu'on a utilisées montrent la validité el la fiabilité de notre « DPT Tool ».

# Chapitre VI :

## Conclusion générale et recommandations.

# Conclusion et recommandations

Le dimensionnement des fondations est un domaine si complexe et si vaste qu'on ne saurait prétendre en couvrir tous les aspects au cours d'un seul projet de fin d'études.

Le but de notre étude était de passer en revue l'analyse des différents essais in situ, l'analyse de la capacité portante et des tassements par les essais in situ, la recherche sur l'essai de pénétration dynamique de façon approfondi ; Et en fin, l'élaboration d'un utilitaire de calcul, programme en Delphi nommé « DPT Tool » qui permet l'automatisation de l'essai de pénétration dynamique.

Le programme ici conçu ne saurait être utilisé que par des professionnels du métier et ne peut fournir des résultats fiables si les données entrées ne sont pas correctes.

La méthodologie d'élaboration de logiciel étant acquise durant notre travail, il serait facile de développer d'autres logiciels pour tous les essais in-situ, que ce soit dans le domaine professionnel ou dans celui des études.

Dans le souci de compléter et parfaire ce travail, nous formulons les recommandations suivantes:

- Ce programme, malgré l'attention accordée à son élaboration, pourrait contenir des insuffisances. Nous souhaitons qu'il soit poursuivi, que l'interface en soit améliorée et qu'il soit beaucoup plus interactif.
- Les connaissances nécessaires à la conception d'un programme ou d'un logiciel nous font demander un renforcement du niveau informatique des étudiants et la création de groupes de travail afin d'élaborer des outils similaires, label de notre université dans d'autres domaines du génie.

# Références bibliographiques


[1] AMAR S, JÉZÉQUEL J. Propriétés mécaniques des sols déterminées en place, France.

[2] BOUAFIA A (2002). Mécanique Des Sols « Principes de base ». Office des publications Universitaire, Alger.

[3] BOUAFIA A (2004). Les Essais In-Situ Dans Les Projets De Fondations. Office des publications Universitaire, Alger.

[4] CASSAN M (1978). Les Essais In Situ En Mécanique Des Sols (Tome II). Edition EYROLLES, Paris.

[5] SANGLERAT G (1972). The Penetrometer and Soil Exploration, ELSEVIER SCIENTIFIC PUBLISHING COMPANY, Amsterdam-Oxford- New York.

[6] JÉZÉQUEL J, GOULET G (1965). Essais In Situ Et Fondations Sur Pieux, BLPC 12, France.

[7] Michel Martin (2002). Borland Delphi 7, CampusPress.

[8] Olivier Dahan , Paul Toth (2002). Delphi 7 Studio, Eyrolles.

[9] PHILIPPONNAT G, HUBERT B (2003). Fondations et Ouvrages En Terre. Edition EYROLLES, Paris.

[10] SCHNAID F. In Situ Testing In Geomechanics « The main tests ». Federal University of Rio Grande do Sul, Brazil.

[11] WASCHKOWSKI E (1983). Le Pénétromètre Dynamique, BLPC 125, France.

[12] Règles DTU 13.12 (DTU P11-711) (mars 1988) : Règles pour le calcul des fondations superficielles + Erratum (novembre 1988).

# Normalisation

**Association Française de Normalisation AFNOR**

NF P 94-110 : reconnaissance et essais. Essai pressiométrique Ménard.

NF P 94-112 : reconnaissance et essais. Essai scissométrique en place.

NF P 94-113 : reconnaissance et essais. Essai de pénétration statique.

NF P 94-115 : reconnaissance et essais. Sondage au pénétromètre dynamique type B.

NF P 94-119 : reconnaissance et essais. Essai au piezocône.